

**Dottorato di ricerca in INGEGNERIA GEOTECNICA**

**Consorzio tra le Università di Roma “La Sapienza”  
e Napoli “Federico II”**



**XVII CICLO**

**TESI PER IL CONSEGUIMENTO DEL TITOLO**

**MODELLAZIONE DEL COMPORTAMENTO  
DINAMICO DELLE OPERE DI SOSTEGNO  
FLESSIBILI**

Luigi Credendino

**Tutori**

Prof. Ing. Alberto Burghignoli

Prof. Ing. Aldo Evangelista

Prof. Ing. Giuseppe Lanzo

Prof. Ing. Sebastiano Rampello



# INDICE

## Premessa

### **Capitolo 1: OPERE DI SOSTEGNO FLESSIBILI: STATO DELL'ARTE CON RIFERIMENTO ALLA PROGETTAZIONE SISMICA**

- 1.1 Introduzione
- 1.2 Classificazione delle opere di sostegno
- 1.3 Aspetti salienti della progettazione in campo statico
  - 1.3.1 Comportamento in esercizio degli elementi strutturali
- 1.4 Metodi di analisi in campo dinamico
  - 1.4.1 Il metodo pseudostatico
  - 1.4.2 Il metodo della reazione di sottofondo
- 1.5 Azioni sismiche e comportamento dinamico dei terreni
  - 1.5.1 Propagazione di onde sismiche nel sottosuolo
  - 1.5.2 Comportamento non lineare e dissipativo dei terreni
  - 1.5.3 Fattori di influenza del comportamento meccanico dei terreni
- 1.6 Risposta sismica locale
  - 1.6.1 Comportamento stabile ed instabile dei terreni
  - 1.6.2 Un modello elementare per lo studio dell'amplificazione locale
  - 1.6.3 Effetti della non linearità del terreno
- 1.7 Risposta dei terreni sabbiosi saturi a sollecitazioni di tipo ciclico
  - 1.7.1 Generalità
  - 1.7.2 La relazione empirica di Martin, Finn e Seed
  - 1.7.3 Il modello di Finn in FLAC

### **Capitolo 2: ASPETTI NORMATIVI**

- 2.1 Premessa
- 2.2 Normativa italiana (D.M. 16/01/1996)
- 2.3 Le prescrizioni degli Eurocodici
  - 2.3.1 Risposta sismica locale
  - 2.3.2 Opere di sostegno

### **Capitolo 3: MODELLAZIONE NUMERICA IN CAMPO DINAMICO**

- 3.1 Analisi con il modulo dinamico di FLAC
  - 3.1.1 Introduzione
  - 3.1.2 Input dinamico e condizioni al contorno
  - 3.1.3 Smorzamento meccanico
- 3.2 Caratteristiche dell'input sismico (scelto)
  - 3.2.1 Onde artificiali semplici
  - 3.2.2 Accelerogrammi complessi
- 3.3 Particolari del modello dinamico
- 3.4 Determinazione numerica dell'amplificazione

- 3.5 Inclusionione 2+16
- 3.6 Inclusionione 2+8
- 3.7 Inclusionione 0+8
- 3.8 Inclusionione 0+8
  - 3.8.1 Introduzione
  - 3.8.2 Risultati ottenuti
- 3.9 Analisi con ABAQUS
  - 3.9.1 Inclusionione 0+8
  - 3.9.2 Inclusionione 2+16
  - 3.9.3 Inclusionione 2+8

## **Capitolo 4: COMPORTAMENTO DINAMICO DELLE PARATIE A SBALZO (TERRENI GRANULARI SOPRA FALDA)**

- 4.1 Generalità
  - 4.1.1 Premessa
  - 4.1.2 La “geometria” ed i terreni considerati
- 4.2 Il dimensionamento geotecnico delle paratie
- 4.3 Analisi statiche
  - 4.3.1 Modello implementato in FLAC
  - 4.3.2 Modello implementato in PARATIE
  - 4.3.3 Risultati delle analisi statiche
- 4.4 Risultati delle analisi dinamiche
- 4.5 Risultati delle analisi pseudostatiche

## **Capitolo 5: ANALISI NEL CASO DI TERRENI A GRANA FINE**

- 5.1 Generalità
- 5.2 Risultati delle analisi statiche
- 5.3 Risultati delle analisi dinamiche

## **Capitolo 6: ANALISI NEL CASO DI TERRENO GRANULARE SOTTO FALDA**

- 6.1 Generalità
- 6.2 Risultati delle analisi condotte con il modello di riferimento
- 6.3 Influenza sulla risposta dei valori delle costanti del modello di Finn
- 6.4 Risultati delle analisi condotte con il modello di Mohr-Coulomb
- 6.5 Influenza sulla risposta del valore dell’angolo di dilatanza
- 6.6 Influenza sulla risposta del numero dei cicli della sollecitazione sismica
- 6.7 Risultati delle analisi condotte con modelli differenti per geometria ovvero per le ipotesi sulle condizioni idrauliche iniziali
- 6.8 Risultati delle analisi pseudostatiche

## **Conclusioni**

## **Appendice A**

## **Appendice B**

## **Bibliografia**



---

## Premessa

---

La ricerca condotta si muove nell'ambito dei problemi della risposta sismica locale e del comportamento dinamico delle opere di sostegno e si pone come obiettivo specifico la comprensione dei fattori che influenzano la risposta ad un'eccitazione sismica di un particolare tipo di quella classe di strutture che vengono solitamente indicate in letteratura come opere di sostegno flessibili ovvero le paratie a sbalzo in calcestruzzo armato.

Lo scopo ultimo è quello di mettere a punto una procedura di calcolo semplificata per la progettazione antisismica di queste ultime visto che l'approccio pseudostatico che è proposto in praticamente tutte le normative mondiali per il calcolo sismico dei muri di sostegno, cioè quello che deriva dalla teoria di Mononobe-Okabe, non è infatti utilizzabile senza incertezze nel caso delle paratie.

Il problema, come noto, sta nel fatto che l'entità degli spostamenti delle opere flessibili non è in generale tale da mobilitare le condizioni di equilibrio limite cosicché assumere di trovarsi nelle condizioni ipotizzate nel metodo di Mononobe-Okabe può facilmente condurre a risultati delle analisi non conservativi, anche considerando che nessuna indicazione precisa viene fornita dalle normative circa il regime di spinta da assumere per la parte immersa della paratia, sia a monte (condizioni attive) che a valle (condizioni passive).

Di fatto, allo stato dell'arte attuale e vista la carenza di indicazioni da parte della normativa di riferimento, la scelta migliore al fine di progettare in modo sicuro ed economico un'opera di sostegno flessibile appare quella di ricorrere ad analisi cosiddette sofisticate.

Il modulo dinamico del codice di calcolo alle differenze finite FLAC (Itasca, 1996), del quale ci siamo serviti per i nostri studi, permette, ad esempio, analisi numeriche nel dominio del tempo del modello.

Con queste premesse, a valle di una articolata ricerca della letteratura sugli argomenti della Tesi volta ad approfondire le conoscenze sulla risposta sismica locale e sulla modellazione del comportamento dinamico delle opere di sostegno, è stata inizialmente portata avanti una serie di numerosi test per la valutazione di aspetti specialistici delle analisi effettuate con il modulo dinamico di FLAC con riferimento a modelli semplici costruiti rispetto alle diverse esigenze che via via si sono manifestate.

In questa fase del lavoro di fatto si è provveduto a tarare lo strumento di analisi; questa operazione ha previsto anche un confronto con i risultati ottenuti con un altro programma di calcolo ovvero il codice agli elementi finiti ABAQUS (Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc)

che ha potenzialità differenti da FLAC ed in particolare consente l'estrazione delle frequenze naturali del modello e delle forme modali ad esse associate.

I risultati ottenuti nelle analisi con ABAQUS hanno permesso di valutare la bontà di quelli delle analisi effettuate con FLAC; in particolare, è apparso possibile interpretare sulla base dei criteri dell'analisi modale i comportamenti osservati attraverso le analisi dinamiche eseguite con il codice FLAC.

Ci siamo pertanto potuti concentrare sul problema di effettivo interesse ovvero quello delle paratie in calcestruzzo armato sottoposte all'azione sismica.

Una volta scelta la geometria e fissate le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni, il primo passo della procedura seguita è stato quello di eseguire, utilizzando FLAC, analisi numeriche parametriche del comportamento dinamico dell'opera in modo da creare una base di risultati da assumere a riferimento. Un passo evidentemente obbligato dalla lamentata carenza nella letteratura di lavori e quindi di risultati cui riferirsi.

Determinati i valori di progetto delle grandezze di interesse si è provveduto poi ad esaminare la possibilità di trovare un criterio per la conduzione in forma sistematica di analisi pseudostatiche al fine di trovare uno strumento di lavoro di più facile impiego e con minori costi operativi. A questo scopo è stato utilizzato un programma sufficientemente diffuso nell'ambito professionale ovvero il codice PARATIE (Ce.A.S., 1997) basato sul metodo della reazione di sottofondo (molle orizzontali elasto-plastiche).

L'idea che è stata sviluppata consisteva dunque nell'ottenere con PARATIE gli stessi risultati dell'analisi dinamica utilizzando un criterio costruito ad hoc.

La tesi, in definitiva, si articola in sei capitoli. I primi due sono dedicati ad un inquadramento del problema, tenendo conto della letteratura internazionale e della normativa di riferimento; l'attività, prevalentemente sperimentale, svolta per il raggiungimento degli obiettivi della Tesi, viene descritta nei quattro successivi capitoli che precedono le appendici.

Il primo capitolo è dedicato alla descrizione dello stato dell'arte della progettazione sismica delle opere di sostegno flessibili. Vengono peraltro fatti dei cenni ai problemi della risposta sismica locale e della determinazione con il modello di Finn delle pressioni indotte da una sollecitazione di tipo ciclico.

Il capitolo successivo entra nel merito degli aspetti normativi riguardanti la progettazione sismica delle opere di sostegno: vengono discusse le prescrizioni della normativa europea (Eurocodici 7 ed 8) oltre che quelle della normativa italiana (D.M. 16/01/1996).

Nel terzo capitolo vengono presentati i risultati di uno studio effettuato con modelli semplici riguardante aspetti specialistici delle analisi eseguibili con il modulo dinamico del codice FLAC.

In particolare vengono descritti i numerosi controlli condotti per la valutazione di aspetti che andavano chiariti nell'ottica del lavoro intrapreso. Si tratta in pratica delle attività eseguite durante la prima meta del dottorato per le quali tra l'altro è stato impiegato anche il codice ABAQUS ai fini dell'analisi modale.

Negli ultimi tre capitoli vengono infine presentati i risultati ottenuti con i modelli di paratie implementati. In particolare lo studio ha riguardato, come detto, esclusivamente le opere a sbalzo.

Nel quarto capitolo vengono illustrati i risultati ottenuti nel caso di paratie realizzate in terreni granulari sopra falda al variare del grado di addensamento di questi. Le analisi condotte con FLAC prima e con PARATIE poi peraltro mostrano la possibilità di fissare un criterio empirico di progetto per le analisi pseudostatiche basato sulla riduzione dell'angolo d'attrito; i valori del rapporto tra l'angolo d'attrito reale del terreno e l'angolo d'attrito ridotto per tenere conto delle sollecitazioni sismiche aumentano come era lecito attendersi al crescere dell'accelerazione di picco al suolo, contemporaneamente risultano però assolutamente poco dispersi anche in relazione a variazioni importanti dello stato di addensamento dei terreni scelti.

Il quinto capitolo contiene i risultati delle analisi condotte per il caso di paratie in terreni a grana fine. Nello specifico, il lavoro non è stato evidentemente finalizzato all'individuazione di una procedura per l'esecuzione di analisi pseudostatiche bensì ad una valutazione dell'amplificazione per effetto del sisma della sollecitazione flettente e degli spostamenti di progetto oltre che ad un confronto con i risultati ottenuti in precedenza per i terreni granulari asciutti.

L'ultimo capitolo riguarda infine il caso di paratie realizzate in terreni granulari sotto falda che ha richiesto lo studio dell'interazione fra le fasi liquida e solida dei terreni. Ai fini della determinazione delle pressioni indotte dalla sollecitazione sismica è stato impiegato il modello di Finn che è presente all'interno di FLAC.

Anche per questo caso è stato ad ogni modo possibile individuare un criterio empirico sul quale basare l'analisi pseudostatica.

## Capitolo 1

# OPERE DI SOSTEGNO FLESSIBILI: STATO DELL'ARTE CON RIFERIMENTO ALLA PROGETTAZIONE SISMICA

### 1.1 Introduzione

---

Le opere di sostegno sono strutture che hanno lo scopo di fornire ad un volume di terra instabile le forze necessarie per assicurare le condizioni di equilibrio.

Conformemente alla classificazione adottata da Jappelli nel Manuale di Ingegneria Civile dell'ESAC distinguiamo anche qui le opere di sostegno in sotterraneo (essenzialmente gallerie) da quelle all'aperto (essenzialmente muri e paratie) che sono le uniche alle quali ci riferiremo in questa sede e che d'ora in avanti verranno indicate semplicemente con il termine "opere di sostegno".

Il comportamento in condizioni sismiche delle opere di sostegno è divenuto già da qualche tempo un tema di notevole interesse nell'ambito dell'Ingegneria Geotecnica Sismica.

L'argomento è infatti tradizionalmente oggetto di particolari sessioni di tutti i convegni nazionali ed internazionali di ingegneria sismica nonché di convegni specificamente dedicati.

Nella letteratura tecnico-scientifica sono disponibili numerose ed approfondite ricerche teoriche e sperimentali su aspetti particolari del tema. Di particolare rilievo sono le indagini sperimentali effettuate con le più recenti e sofisticate apparecchiature di tavola vibrante e centrifuga.

C'è però da sottolineare come sia stato fatto ancora molto poco per quanto riguarda le opere di sostegno flessibili; di fatto, la maggior parte del materiale disponibile è relativo ai muri di sostegno a gravità.

Data la specificità del tema della Tesi, in questo capitolo ci occuperemo soltanto di quanto è strettamente pertinente con esso ovvero degli argomenti di carattere generale a cui si farà riferimento nel seguito del lavoro.

Dopo aver richiamato molto brevemente la classificazione delle opere di sostegno ed alcuni aspetti della progettazione statica delle opere di sostegno flessibili esamineremo quindi in dettaglio i metodi di analisi in campo dinamico ed i problemi del comportamento dinamico dei terreni e della risposta sismica locale.

Concludono il capitolo alcuni cenni ai problemi del calcolo delle pressioni interstiziali indotte da sollecitazioni di tipo ciclico e della liquefazione oltre che l'illustrazione del modello di Finn che è stato impiegato nelle analisi in cui è stata studiata l'interazione tra lo scheletro solido del terreno e l'acqua interstiziale.

---

## 1.2 Classificazione delle opere di sostegno

---

Le opere di sostegno vengono classicamente suddivise in due categorie:

- le opere rigide la cui deformabilità è tanto piccola da non influenzare sensibilmente lo stato tensionale nel terreno; l'unico movimento che possono manifestare sotto l'azione dei carichi in gioco è un movimento rigido.
- le opere flessibili caratterizzate invece da una deformabilità abbastanza grande da influenzare sensibilmente lo stato tensionale del terreno e la distribuzione delle pressioni sulla superficie di contatto.

Per le prime la stabilità è legata al peso dell'opera stessa e/o a quello del terreno che grava sulla suola di fondazione; nel caso delle seconde invece è assicurata dalla mobilitazione della resistenza passiva nella parte infissa ed eventualmente dalla presenza di altri vincoli quali ad esempio un sistema di ancoraggio.

In entrambi i casi l'entità e la distribuzione delle azioni che il terreno esercita sull'opera sono legate all'entità ed al tipo di movimento che essa manifesta cosicché, a stretto rigore, per la determinazione di tali azioni non si potrebbe prescindere dall'analisi dell'interazione terreno-struttura.

La complessità del problema è però tale che solo nel caso delle opere flessibili (ed in determinate circostanze) si ricorre a procedimenti sofisticati che risolvono uno schema di interazione; nella maggioranza dei casi (nella totalità per le opere rigide) si ricorre invece a soluzioni approssimate (quali quelle ricavabili con il metodo dell'equilibrio limite globale), la cui validità applicativa è giustificata non tanto dalla più o meno corretta impostazione del problema fisico, quanto dalle conferme che le previsioni teoriche hanno avuto da osservazioni del comportamento di strutture in scala reale o di modelli.

Sono strutture rigide i muri di sostegno, le pareti in c. a. rigidamente vincolate ad altre strutture, le opere massicce in pietrame, come le gabbionate, ed ogni altra struttura poco deformabile che abbia il fine di sostenere la spinta di rinterri e fronti di scavo.

Sono strutture di sostegno flessibili le palancolate metalliche e le paratie di pali di piccolo diametro.

Le paratie in c. a. anche se formate solo di pannelli a sezione rettangolare hanno una rigidità molto elevata e per questo motivo, almeno per quanto riguarda le condizioni di collasso, vengono usualmente analizzate come strutture rigide.

A causa del loro schema statico, che è del tutto simile a quello delle palancolate non si hanno però in generale spostamenti tali da poter considerare nota la spinta del terreno e da poter quindi evitare l'analisi di interazione terreno-struttura per una valutazione corretta delle condizioni d'esercizio; vengono in questo senso considerate come strutture di sostegno flessibili.

### **1.3 Aspetti salienti della progettazione in campo statico**

---

La progettazione di opere di sostegno rispetto a carichi statici non presenta particolari incognite visto che al diffuso impiego di queste strutture si è accompagnato negli anni un adeguato sforzo per la comprensione del comportamento che può quindi oggi considerarsi come noto.

Vanno peraltro tenuti presenti tutti gli obbiettivi primari della progettazione delle opere di sostegno che possono essere efficacemente riassunti come segue:

- a) analisi delle condizioni di collasso;
- b) valutazione delle sollecitazioni e degli spostamenti degli elementi strutturali in condizioni d'esercizio;
- c) valutazione degli spostamenti del terreno adiacente allo scavo in condizioni di esercizio.

Vale cioè la pena di notare che nel passaggio dall'obbiettivo (a) all'obbiettivo (c) i metodi di calcolo a disposizione del progettista si riducono mentre contemporaneamente aumentano le difficoltà di previsione.

Le opere di sostegno vengono d'altra parte spesso considerate come strutture ausiliarie all'interno di grandi progetti per le quali di conseguenza i professionisti non sono disposti a spendere troppo tempo e denaro. Proporre con successo delle analisi sofisticate sarebbe attualmente possibile solo per le opere di sostegno di dimensioni considerevoli o per moli banchina.

Nella pratica, in ragione di tutto ciò, l'ingegnere nei casi ordinari finisce per analizzare sia le condizioni di collasso che quelle d'esercizio con i metodi dell'equilibrio limite; per opere

importanti nella valutazione delle condizioni d'esercizio ricorre a metodi a molle; quasi mai vengono impiegati strumenti sofisticati e/o si persegue l'obiettivo (c).

In questa Tesi è stato modellato numericamente il comportamento dinamico delle opere di sostegno flessibili ai fini della valutazione delle sole condizioni d'esercizio. Pertanto nel seguito descriveremo rapidamente i diversi metodi numerici utilizzabili in campo statico per sviluppare questa parte della progettazione.

Nel paragrafo successivo illustreremo altresì gli strumenti correntemente impiegati per l'analisi del comportamento dinamico.

Per quanto riguarda, infine, l'applicazione dei cosiddetti metodi convenzionali ed i metodi empirici si rimanda alla letteratura scientifica specializzata.



## 1.3.1 Comportamento in esercizio degli elementi strutturali

L'analisi del comportamento delle opere di sostegno flessibili in condizioni di esercizio, in generale, comporta la valutazione delle seguenti grandezze:

- a) caratteristiche di sollecitazione negli elementi strutturali (distribuzione del momento flettente nella paratia, sforzo nei puntoni o nei tiranti, etc.);
- b) movimenti orizzontali della paratia.

A tal fine, numerose procedure di calcolo sono state proposte ed utilizzate con diverso successo nella pratica professionale.

PROCEDURA DI CALCOLO	PARETI ANCORATE O A SBALZO		PARETI O PALANCOLE MULTIANCORATE	
	sollecitazioni	spostamenti	sollecitazioni	spostamenti
Metodi dell'equilibrio limite	si	—	—	—
Terzaghi & Peck (1967)	—	—	si	—
Metodo della reazione equival.	—	—	si	—
Bolton <i>et al.</i> (1990)	—	si	—	—
Mana & Clough (1981)	—	—	—	si
Clough <i>et al.</i> (1989)	—	—	—	si
O'Rourke (1993)	—	—	—	si
PROCEDURA DI CALCOLO	PARETI ANCORATE O A SBALZO		PARETI O PALANCOLE MULTIANCORATE	
	sollecitazioni	spostamenti	sollecitazioni	spostamenti
SRM	si	si	si	si
FEM	si	si	si	si
FDM	si	si	si	si

Tab. 1.1 Procedure di calcolo correntemente utilizzabili nella pratica professionale per l'analisi del comportamento in esercizio delle strutture di sostegno (da Pane e Tamagnini)

Alcune di esse, a carattere prevalentemente empirico, sono state messe a punto *ad-hoc* per la valutazione di alcuni aspetti particolari della risposta del sistema (sollecitazioni o spostamenti) e non necessitano di strumenti di calcolo sofisticati. Altre sono in grado di fornire una descrizione completa dei processi di interazione tra terreno e struttura, sulla base di ipotesi più o meno approssimate riguardo la natura del comportamento meccanico dei diversi elementi che lo costituiscono. La maggiore complessità del problema richiede in questi casi il ricorso alle tecniche della analisi numerica per la soluzione delle equazioni governanti, opportunamente implementate in procedure di calcolo automatico.

Uno schema sintetico delle diverse procedure di calcolo correttamente impiegate nella pratica dalle più semplici alle più complesse è riportato nella Tabella 1.1. Di seguito come detto, una descrizione dettagliata dei metodi numerici.

### Metodi numerici

Il principale vantaggio offerto dai metodi numerici ai fini della valutazione del comportamento in esercizio degli elementi strutturali, rispetto ai vari approcci di tipo tradizionale, consiste nella possibilità di ottenere, come parte integrante della soluzione, informazioni sia sullo stato di sollecitazione indotto nella struttura che sui movimenti della paratia, fornendo un quadro completo delle condizioni di stabilità del sistema e degli effetti indotti dallo scavo sull'ambiente circostante. La loro versatilità consente inoltre di valutare, entro certi limiti, l'influenza di fattori quali stato tensionale iniziale, caratteristiche di rigidità della struttura del terreno, e modalità di messa in opera della struttura, non presi in esame nella maggior parte degli approcci tradizionali.

I metodi numerici attualmente più diffusi in tale ambito possono essere suddivisi nelle seguenti due categorie principali:

- a) metodi basati sull'ipotesi di suolo alla Winkler, eventualmente modificata introducendo delle opportune limitazioni alla reazione di sottofondo per simulare il raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite attivo e passivo (denominati nel seguito metodi SRM, da *subgrade reaction method*);
- b) metodi basati sulla ipotesi di mezzo continuo per il terreno, quali il metodo degli elementi finiti (FEM), il metodo delle differenze finite (FDM) ed il metodo degli elementi di contorno (BEM).

Metodo della reazione di sottofondo

Nei metodi SRM la struttura di sostegno è analizzata a sé stante, come una trave sollecitata da un carico variabile lungo la sua linea d'asse (cfr. Figura 1.1 (a)).

L'equazione differenziale governante il problema è l'equazione della linea elastica:

$$EJ \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} = p[y(z)] \quad (1.1)$$

nella quale il termine noto, che rappresenta la tensione normale trasmessa dal terreno alla struttura, è valutato in funzione dello spostamento orizzontale della parete mediante la relazione di Winkler:

$$\sigma_h = \sigma_{ho} + k_h S_w \quad (1.2)$$

dove  $\sigma_{ho}$  è la tensione orizzontale iniziale,  $S_w$  lo spostamento orizzontale della parete e  $k_h$  la costante di sottofondo del terreno. In molti casi, la relazione (1.2) è associata a delle limitazioni per le sollecitazioni trasmesse al terreno, definite in base alle condizioni di equilibrio limite attivo e passivo (cfr. Figura 1.1 (b)). L'equazione differenziale governante è generalmente risolta facendo ricorso al metodo degli elementi finiti od al metodo delle differenze finite.

Utilizzato sin dalla fine degli anni '60 (vedi ad es. Haliburton 1968), il metodo è correntemente implementato in numerosi codici commerciali. Tra i suoi principali vantaggi è opportuno ricordare:

- la versatilità, che consente di affrontare problemi caratterizzati da notevole complessità geometrica (per le caratteristiche della struttura e del profilo del sottosuolo) e di modellare nel dettaglio le diverse fasi di scavo e messa in opera dei supporti;

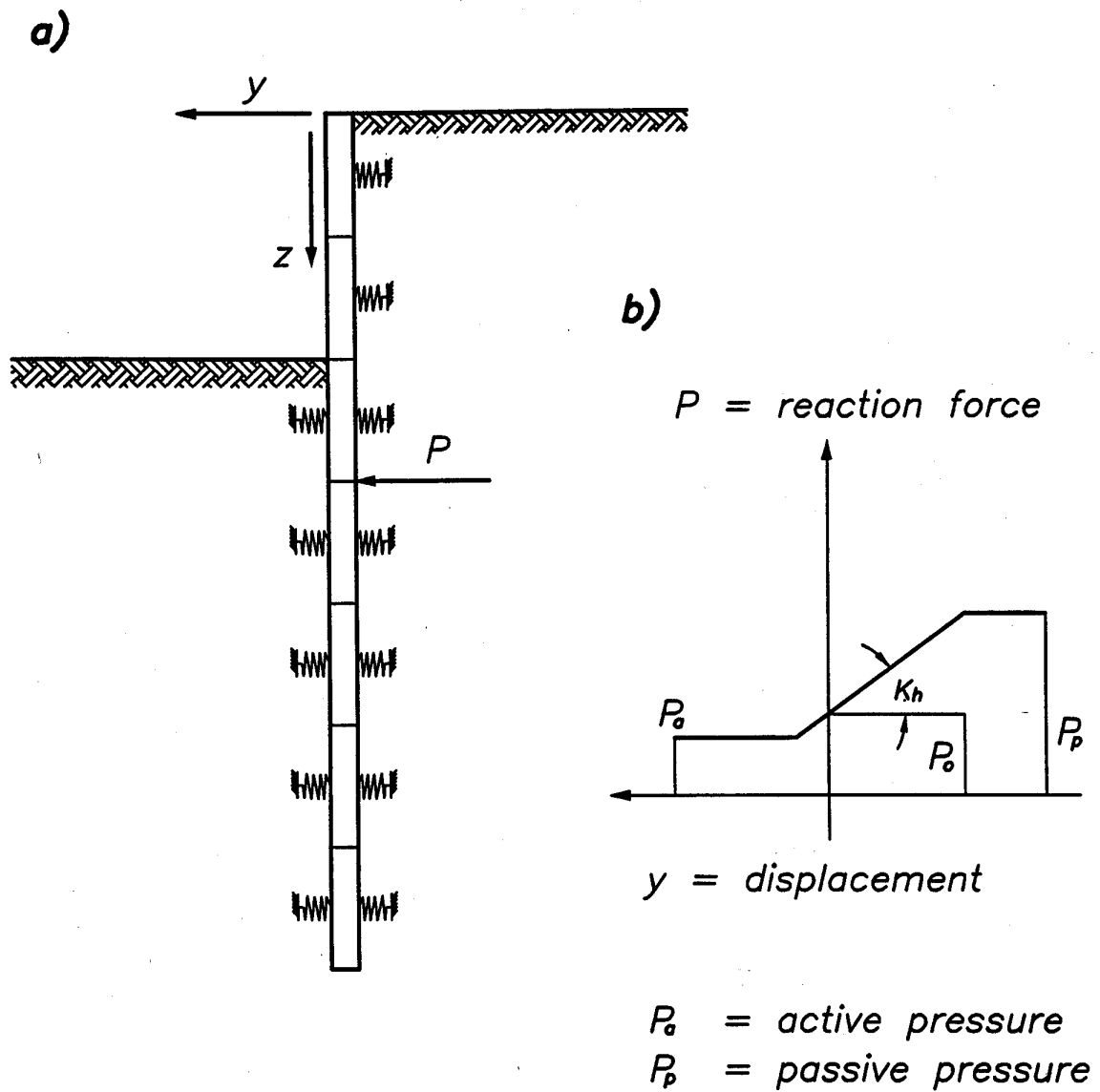


Fig. 1.1 (a) Modello di interazione terreno-struttura utilizzato nel metodo della reazione di sottofondo

(b) Modello per la reazione degli elementi molla

- il limitato onere computazionale richiesto per ciascuna analisi. Per il ridotto numero di gradi di libertà del sistema, l'esecuzione di una tipica analisi necessita solo di una frazione minima del tempo di calcolo occorrente per una corrispondente analisi FEM o FDM. Ciò consente di impiegare agevolmente tale strumento di calcolo per studi di sensitività quando sia necessario valutare l'effetto di diverse possibili opzioni previste in sede di progetto.

Le sue principali limitazioni, tutte derivanti dalla drastica semplificazione adottata nella descrizione della risposta del terreno ai movimenti della struttura, sono invece riassumibili:

- la modellazione di fattori quali l'effetto di sovraccarichi laterali o l'installazione di berme al fondo dello scavo è possibile solo in maniera molto approssimata;
- è impossibile valutare gli effetti prodotti nel terreno adiacente allo scavo dalle sollecitazioni trasmesse da particolari sistemi di supporto, quali tiranti o puntoni appoggiati al fondo dello scavo (rakers);
- non ci sono informazioni sulla componente verticale del campo di spostamenti indotto dalla realizzazione dell'opera;
- in presenza di moti di filtrazione verso il fondo dello scavo, la distribuzione delle pressioni interstiziali sulla parete richiede un'analisi indipendente o l'assunzione di procedure di calcolo approssimate;
- la valutazione della costante di sottofondo del terreno – o della sua distribuzione con la profondità – richiede l'uso di procedure empiriche o la disponibilità di osservazioni dirette su cui basare una back analysis.

Quest'ultimo fattore in particolare costituisce, come ben noto, il principale punto debole del metodo. Per la particolare natura della relazione adottata tra pressione di contatto e spostamento del terreno, non solo non è possibile definire alcuna relazione diretta tra la costante di sottofondo e le caratteristiche meccaniche del terreno ricavate, nella ipotesi di mezzo continuo, da prove di laboratorio convenzionali (Terzaghi, 1955), ma l'esperienza mostra inoltre che la costante di sottofondo è influenzata in misura non trascurabile da caratteristiche geometriche e meccaniche proprie della struttura. A titolo di esempio, Carrubba & Colonna (1997) osservano che, al fine di ottenere risultati confrontabili con quelli ottenuti da analisi condotte con il metodo degli elementi finiti, è necessario modificare il valore di  $K_h$

adottato al variare della rigidezza flessionale della parete. Anche Fenelli & Pagano (1997) riportano forti variazioni nella costante di sottofondo del terreno ottenuta da back analysis in diverse sezioni strumentate di una paratia realizzata in terreni piroclastici, al variare delle caratteristiche del diaframma e del numero di ancoraggi.

#### Metodi basati sull'approccio di mezzo continuo

Elemento comune a questa classe di metodi è l'inclusione nel modello di calcolo di tutti gli elementi che influenzano la risposta del sistema – terreno, struttura, sistemi di supporto – modellati come mezzi continui deformabili. La soluzione del problema è ottenuta risolvendo numericamente le equazioni differenziali governanti derivate dalla applicazione dei principi di conservazione della quantità di moto e della massa.

Dei tre metodi più diffusi che rientrano in questa classe, il metodo degli elementi di contorno (BEM) non ha trovato molte applicazioni nell'ambito della analisi del comportamento degli scavi (se si eccettuano alcuni studi sugli effetti tridimensionali dell'avanzamento del fronte per gallerie in roccia, e.g. Swoboda & Merz 1987, Beer & Swoboda 1987) a causa dell'importanza che fattori quali la nonlinearità del comportamento del terreno e la sua eventuale disomogeneità rivestono nei problemi di interazione terreno-struttura. In tali condizioni, il metodo, molto efficiente per l'analisi di problemi lineari in mezzi omogenei, perde ogni vantaggio rispetto agli approcci estremamente più versatili quali quelli dei metodi degli elementi finiti e delle differenze finite.

Nella applicazione ai problemi di interazione terreno-struttura, i vantaggi offerti dai metodi FEM ed FDM, rispetto ad altri approcci numerici, consistono essenzialmente in:

- a) maggiore completezza nella analisi della risposta del sistema, che comprende anche lo stato di sollecitazione e di deformazione nel terreno adiacente allo scavo;
- b) grande versatilità nella definizione della geometria della struttura e del sottosuolo e nella modellazione delle varie fasi costruttive, tanto maggiore rispetto a quella pur riscontrata nel metodo della reazione di sottofondo in quanto è possibile introdurre nel modello di calcolo l'intero volume di terreno significativamente interessato dall'opera. Ciò consente inoltre di analizzare problemi di interazione tra struttura di sostegno, terreno e strutture adiacenti, quali, ad es. tubazioni, fondazioni di edifici, rivestimenti di gallerie superficiali;

- c) possibilità di analizzare situazioni nelle quali la asimmetria delle condizioni di carico e/o delle operazioni di scavo può influenzare sostanzialmente la risposta del sistema (Finno & Harahap 1991, Finno *et al.* 1991, Rampello *et al.* 1993);
- d) possibilità di utilizzare modelli matematici anche estremamente complessi per la descrizione del comportamento meccanico del terreno e della interfaccia terreno-struttura. Ciò consente di introdurre nel modello di calcolo gli aspetti più importanti del comportamento sperimentale osservato, quali non linearità, irreversibilità, dipendenza dalla storia dello stato tensionale e dal tempo;
- e) possibilità di modellare i processi di natura idraulica associati alla variazione della geometria dei contorni drenanti prodotti dallo scavo, sia in condizioni stazionarie (filtrazione) che non stazionarie (consolidazione accoppiata e non accoppiata).

Di contro, tra gli svantaggi associati a tali procedure di calcolo sono spesso ricordati:

- a) la necessità di disporre di elevate capacità di calcolo, per la maggiore dimensione – in termini di gradi di libertà e di passi di calcolo richiesti – del problema da risolvere, specialmente in presenza di forti non linearità;
- b) il maggior onere richiesto per la preparazione dei dati di input e per l'analisi dei risultati rispetto ad altri metodi numerici, quali il metodo SRM;
- c) la necessità di conoscere nel dettaglio le varie fasi costruttive dell'opera;
- d) la necessità di disporre di una caratterizzazione geotecnica del sottosuolo, tanto in termini di profilo stratigrafico che di proprietà meccaniche dei terreni presenti, sufficientemente accurata da poter giustificare l'impiego di procedure di analisi sofisticate.

A tale riguardo, è tuttavia opportuno osservare che, allo stato attuale, lo sviluppo di piattaforme hardware a basso costo con capacità di calcolo paragonabili a quelle tipiche di un mainframe della metà degli anni '80 consente di ovviare – del tutto o in parte – alle limitazioni relative al punto (a), così come la comparsa dei codici di calcolo commerciali che dispongono di efficienti pacchetti per la preparazione assistita dei dati di input e per l'analisi grafica dei risultati permette di ridurre sensibilmente il problema relativo al punto (b).

---

## 1.4 Metodi di analisi in campo dinamico

---

Due sono i metodi comunemente impiegati nella progettazione sismica delle opere di sostegno:

- il metodo pseudostatico;
- il metodo della reazione di sottofondo.

Procedure sofisticate che si basano sull'impiego del metodo degli elementi finiti o su quello delle differenze finite vengono adottate generalmente solo nelle analisi di strutture di particolare dimensione od importanza e nei casi di condizioni del terreno difficili che non possono essere trattati altrimenti in maniera soddisfacente.

All'interno di esse l'eccitazione dinamica può essere rappresentata attraverso un accelerogramma completo scelto in funzione delle sue caratteristiche di accelerazione di picco del suolo e di contenuto in frequenza oppure mediante un segnale semplice di conveniente espressione analitica.

### 1.4.1 Il metodo pseudostatico

Il metodo pseudo-statico si basa su un modello nel quale il terreno dietro il muro viene schematizzato dal cuneo rigido-plastico di Coulomb che esercita una spinta che dipende sia dalla resistenza al taglio del terreno che dall'ampiezza dell'eccitazione sismica ed a quello preposto da praticamente tutte le normative mondiali per la progettazione sismica di muri di sostegno.

Viene pertanto descritto in dettaglio di seguito ferme restando però le limitazioni che, almeno in linea di principio, esistono riguardo la sua applicazione nel caso delle opere di sostegno flessibili.

#### Analisi di Mononobe ed Okabe

Il metodo principe fra quelli pseudostatici per la determinazione della spinta laterale in condizioni sismiche sui muri di sostegno è senza dubbio quello sviluppato da Mononobe (1929) ed Okabe (1926).



Il metodo è stato sviluppato per materiali privi di coesione, asciutti, ed era basato sulle seguenti assunzioni:

- il muro si sposta sufficientemente per produrre il raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite (attive);
- il cuneo di terreno a tergo del muro si trova sul punto di incipiente rottura e la massima resistenza a taglio è mobilitata lungo la potenziale superficie di scorrimento;
- il terreno dietro il muro si comporta come un corpo rigido, cosicché le accelerazioni sono uniformi attraverso la massa; così l'effetto del moto, indotto dal terremoto può essere rappresentato dalle forze d'inerzia  $k_h W$  e  $k_v W$ , dove  $W$  è il peso del cuneo di rottura e  $k_h \cdot g$  e  $k_v \cdot g$  sono le componenti orizzontale e verticale dell'accelerazione alla base del muro.

In effetti, l'analisi di Mononobe-Okabe (che d'ora in avanti indicheremo semplicemente con il simbolo M&O) per le pressioni laterali dinamiche è una semplice estensione della teoria di Coulomb, in cui sono incluse le forze d'inerzia verticali e orizzontali del materiale di riempimento, come illustrato in Fig. 1.2.

Una revisione della procedura è stata fatta da Seed e Whitman.

Consideriamo il diagramma del corpo libero, mostrato in Fig. 1.3, dove la superficie di rottura OA genera un cuneo di peso  $W_s$ , con componenti inerziali  $k_h W_s$  e  $k_v W_s$ . L'equilibrio delle forze del cuneo (Fig. 1.4) fornisce la base della formula di M&O per la spinta attiva:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE} \quad (1.3)$$

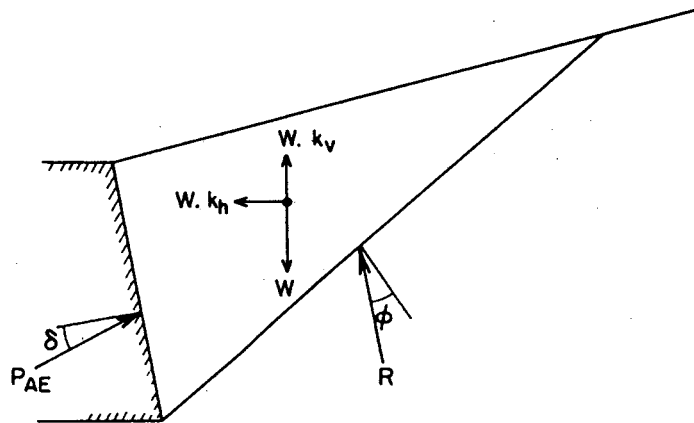


Fig 1.2 Forze considerate nell'analisi di Mononobe-Okabe

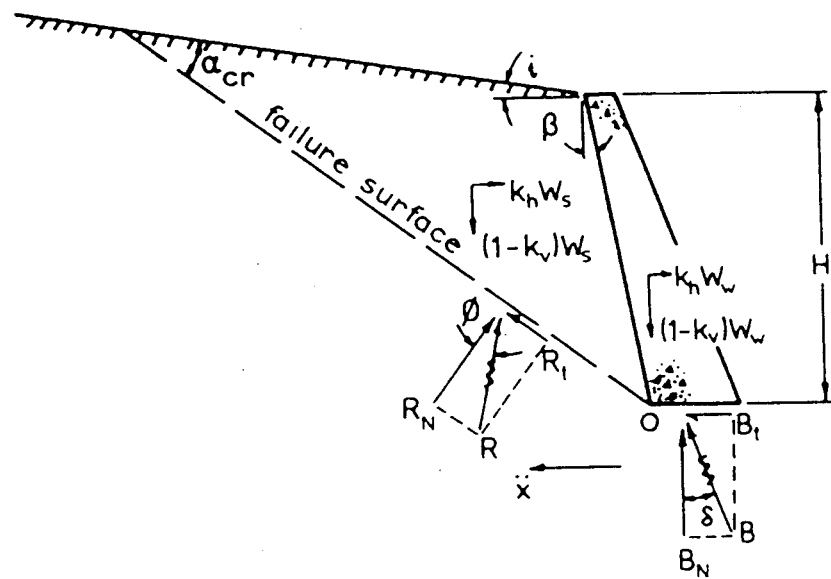


Fig 1.3 Diagramma delle forze combinate: caso attivo

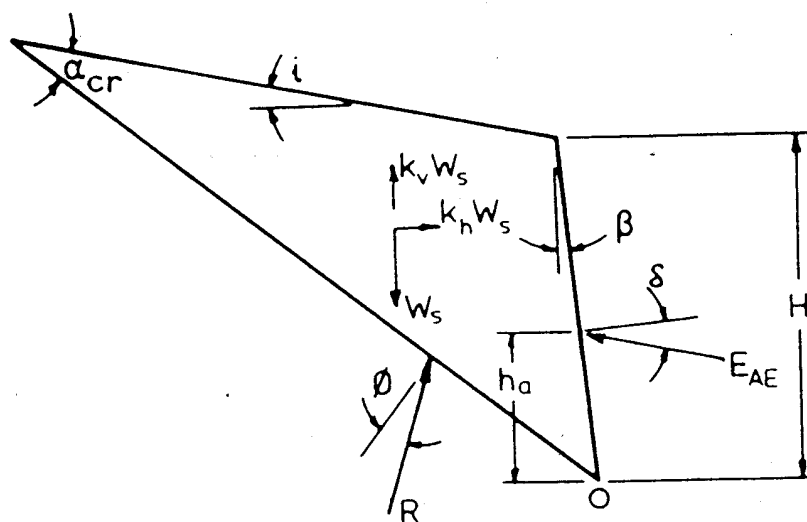


Fig 1.4 Cuneo attivo

in cui:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - i - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad (1.4)$$

$$\theta = \operatorname{tg}^{-1} \frac{k_h}{1 - k_v} \quad (1.5)$$

e dove

- $\gamma$  è il peso per unità di volume del terreno;
- $H$  l'altezza del muro;
- $\varphi$  l'angolo d'attrito del terreno;
- $\delta$  l'angolo d'attrito tra muro e terreno;
- $i$  l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno;
- $\beta$  l'angolo di inclinazione rispetto alla verticale della parete del muro rivolta a monte;
- $k_h$  il coefficiente sismico orizzontale;
- $k_v$  il coefficiente sismico verticale.

La corrispondente espressione per la spinta passiva è:

$$P_{PE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{PE} \quad (1.6)$$

in cui:

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi + \beta - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta - \beta + \theta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + i - \theta)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad (1.7)$$

A moderati livelli di accelerazione la superficie di rottura per il caso passivo non è sostanzialmente diversa da quella prevista dall'analisi statica. Con l'aumento della accelerazione, la spinta passiva diminuisce, mentre quella attiva cresce. Uno studio della equazione (1.7) mostra che il coefficiente di spinta passiva è indipendente dal coefficiente di accelerazione verticale, per cui dalla (1.6) la resistenza passiva decresce approssimativamente il 10 % per ogni incremento di accelerazione pari a  $0.1 \cdot g$ .

L'attrito del muro aumenta significativamente la resistenza passiva sotto condizioni statiche. Quindi l'assunzione di superficie di rottura piana ha maggiore validità ad alte accelerazioni. L'effetto dell'aumento della pendenza del rinterro è, come ci si aspetta, quello di aumentare la resistenza passiva, ma questa influenza è meno significativa se paragonata a quella dell'attrito del muro.

Inoltre, a differenza del caso attivo, un aumento dell'angolo d'attrito del terreno produce un incremento di resistenza passiva.

La componente orizzontale della forza  $P_{AE}$  può essere espressa come  $P_{AE,h}$ , dove:

$$P_{AE,h} = P_{AE} \cos(\delta + \beta) = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE} \cos(\delta + \beta) \quad (1.8)$$

Per un muro verticale all'interno ( $\beta=0$ ),

$$P_{AE,h} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE} \cos \delta \quad (1.9)$$

In alternativa la spinta attiva o passiva si può ottenere con le procedure grafiche di Culmann o da carte standardizzate per i coefficienti di pressione statici, usando fattori modificati.

Non sembra esista una soluzione analitica soddisfacente per l'altezza della linea d'azione data dall'analisi di M&O.

Prakash e Basavanna hanno tentato una soluzione, ma questa parte da assunzioni dubbie. L'altezza è presa ad  $H/3$ , come per il caso statico, senza considerare gli effetti del terremoto. Tuttavia, essa cresce all'aumentare del terremoto: questo è stato dimostrato da prove e da risultati teorici per un terreno elastico, ripreso da Wood (1973) che ha trovato che la risultante delle pressioni dinamiche agisce all'incirca a metà altezza.

Seed e Whitman hanno suggerito che l'altezza delle forze del terreno agiscono ad  $H/3$  dalla base del muro, mentre l'effetto dinamico addizionale si deve considerare agire a una altezza di  $0.6 H$ .

Per la maggior parte dei casi sarà sufficiente assumere l'altezza delle forze risultanti data da:

$$h_a = \frac{H}{2} \quad (1.10)$$

con una pressione uniformemente distribuita.

Sebbene l'espressione di M&O per la spinta attiva è facilmente valutata per una particolare geometria e angolo d'attrito, il significato dei vari parametri non è ovvio, nemmeno l'approccio è conveniente per il progetto preliminare.

Lo studio parametrico fatto da Seed e Whitman dimostra che sia l'angolo d'attrito del muro  $\delta$ , sia l'accelerazione verticale,  $k_v$ , non sono molto influenti, e inoltre, la loro importanza diminuisce all'aumentare dell'intensità del sisma. L'influenza dell'attrito del muro sul coefficiente di spinta dinamico attivo per il caso di muro verticale, con rinterro orizzontale e componente di accelerazione verticale nulla, ma con diversi livelli di accelerazione orizzontale, è mostrato in Fig. 1.5. Si può vedere che i risultati sono virtualmente gli stessi sia per il muro perfettamente liscio (teoria di Rankine) sia per quello ruvido (teoria di Coulomb). D'altro canto, come si può vedere in Fig. 1.6 e in Fig. 1.7, la spinta attiva dipende significativamente dalla pendenza del terrapieno,  $i$ , e dall'angolo d'attrito del terreno,  $\phi$ . Una pendenza del terrapieno anche di  $10^\circ$ , per  $k_h=0.3$ , quasi raddoppia la componente addizionale della spinta dinamica, oppure una diminuzione di  $\phi$  di  $5^\circ$  darà un 30 % di incremento nella spinta dinamica, per un terrapieno orizzontale.

In quest'ultimo caso, inoltre, la resistenza a taglio e la capacità portante alla base del terreno di fondazione diminuiscono, dando una situazione doppiamente severa. L'influenza della componente verticale di accelerazione  $k_v$  sul coefficiente di spinta del terreno  $K_{AE}$  dipende dalla corrispondente componente della accelerazione orizzontale  $k_h$ , come illustrato in Fig. 1.8. Per valori di  $k_h$  compresi tra 0 e 0.1, un valore di  $k_v=0.2$  può causare un aumento o una diminuzione di  $K_{AE}$  dal 15 % al 20 %.

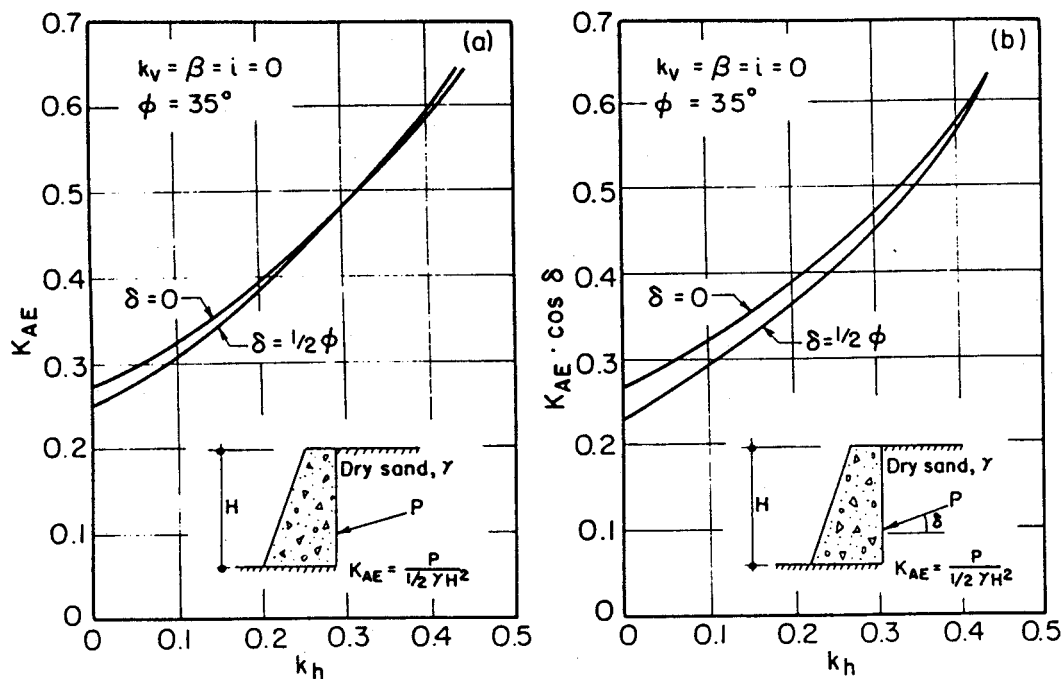


Fig 1.5 Influenza dell'attrito del muro sulle pressioni dinamiche laterali determinate dall'analisi di M&amp;O

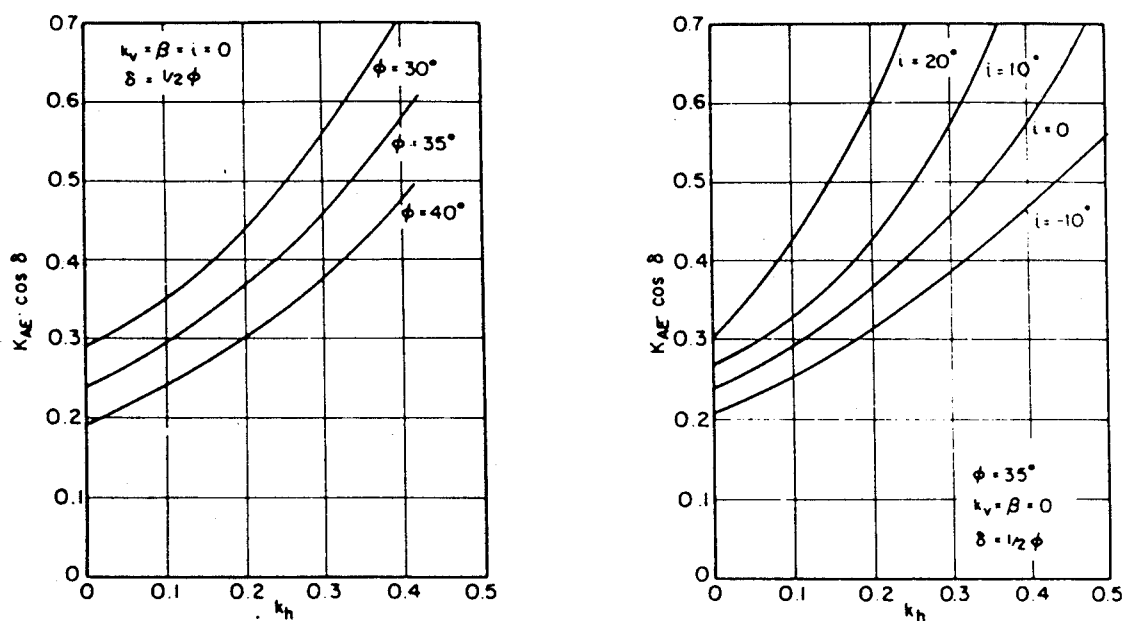


Fig 1.6 Influenza dell'attrito del terreno sulle pressioni dinamiche laterali

Fig 1.7 Influenza della pendenza del terrapieno sulle pressioni dinamiche laterali

Si dovrebbe tenere in conto anche il termine  $(\phi - \theta - i)$ , il cui seno appare nel radicale dell'espressione di  $K_{AE}$ . Quando questo diventa negativo, non esistono soluzioni reali, fatto questo che, fisicamente, corrisponde a nessuna possibilità di equilibrio.

Quando questo termine è zero, la spinta è massima.

Così abbiamo la condizione limite

$$\phi - \theta - i \geq 0 \quad (1.11)$$

Questo si può pensare come una limitazione al possibile angolo di rinterro  $i$ , tale che:

$$i \leq \phi - \theta \quad (1.12)$$

Così per il caso statico, per cui  $\theta=0$ , l'angolo di rinterro non può, come ci si aspetta, essere più grande dell'angolo d'attrito a riposo  $\phi$ ; mentre per il caso pratico di un coefficiente di accelerazione  $k_h=0.3$ , accelerazione verticale nulla e angolo di attrito interno  $\phi=35^\circ$ , quindi  $\theta=17^\circ$ , l'angolo di inclinazione del rinterro deve essere inferiore a  $i=18^\circ$ . In alternativa, la disuguaglianza (1.12) può essere vista come un limite all'accelerazione che può essere sopportata, senza riguardo alla natura del muro. Per un rinterro orizzontale, questo criterio diventa:

$$k_h \leq (1 - k_v) \tan \phi \quad (1.13)$$

Il significato fisico di questa relazione è che l'angolo  $\alpha$  del cuneo diventa zero e un piano orizzontale di terreno, semplicemente non può trasmettere le forze di taglio prodotte da un livello di accelerazione più grande di  $\theta=\phi$ . Si può anche dimostrare che per un muro verticale ( $\beta=0$ ) la pressione attiva e quella passiva sono uguali e il coefficiente di pressione si semplifica a:

$$K_{AE} = K_{PE} = \frac{1}{\cos \theta \cos(\delta + \theta)} \quad (1.14)$$

Per esempio se  $\delta = \frac{1}{2}\phi$  e  $\phi = 35^\circ$ , si ha  $K_{AE} \cos \delta = 1.91$  che è più di sei volte maggiore del valore statico. Dalla disuguaglianza (1.13) possiamo definire un valore critico della accelerazione orizzontale  $k_h^*$  come:

$$k_h^* = (1 - k_v) \tan \phi \quad (1.15)$$

I valori della accelerazione critica sono rappresentati in Fig. 1.9 che dà un'idea della variabilità delle varie grandezze in gioco. Per esempio, se  $\phi = 30^\circ$  allora per una accelerazione verticale di  $0.2g$  risulta una variazione del 20 % in  $k_h^*$ .

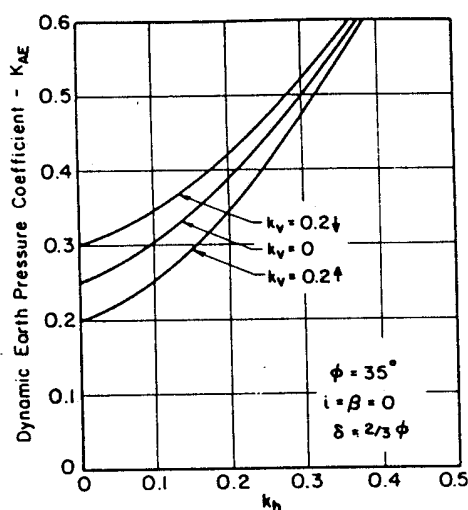


Fig 1.8 Influenza dell'accelerazione verticale sul coefficiente di pressione laterale ottenuto con l'analisi M&O

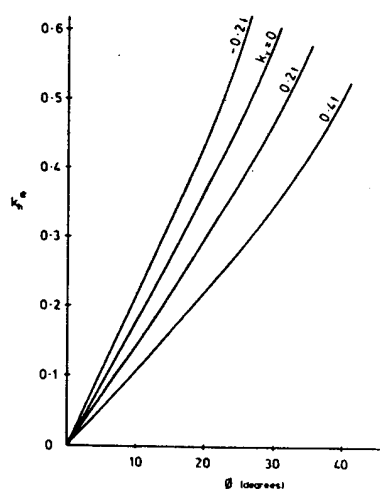


Fig 1.9 Accelerazioni critiche



#### 1.4.2 Il metodo della reazione di sottofondo

Il metodo costituisce di fatto l'estensione del caso sismico della procedura descritta in precedenza estensione che operativamente consiste nel modificare come segue il termine “noto” dell'equazione della linea elastica per tenere conto dell'incremento sismico della spinta:

$$EJ \frac{d^4 y}{dz^4} = p[y(z)] + a_h r(z) \quad (1.16)$$

dove, al solito,  $y$  è lo spostamento della trave,  $z$  la coordinata che ne individua lo sviluppo,  $p[y(z)]$  la risultante delle forze esercitate sotto forma di reazione del terreno a contatto con le due facce dell'opera di sostegno, che dipende dallo spostamento dell'opera stessa; infine,  $a_h r(z)$  è invece la pressione applicata sull'opera per effetto di un sisma con accelerazione orizzontale di picco  $a_h$ .

Ciò che comunemente si fa è assumere un andamento triangolare per la funzione  $r(z)$  con il massimo situato in corrispondenza del piano di campagna, ovvero che la quota del punto di applicazione dell'incremento sismico di spinta sia situata ad una profondità pari ad un terzo dell'altezza dell'opera.

## 1.5 Azioni sismiche e comportamento meccanico dei terreni

### 1.5.1 Propagazione di onde sismiche nel sottosuolo

Il fenomeno di vibrazione prodotto da un evento sismico in un sito, schematicamente illustrato in Figura 1.10, è il risultato della propagazione a distanza della sorgente di onde elastiche di volume, che in profondità attraversano ammassi di roccia lapidea ed in superficie in genere interessano formazioni di terreni sciolti.

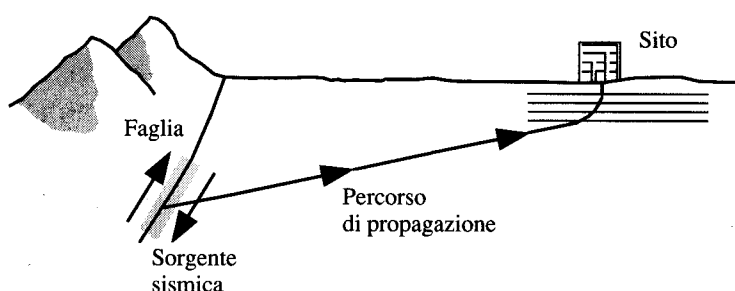


Fig. 1.10 Percorso di propagazione delle onde sismiche dalla sorgente al sito

Lo studio dell'equilibrio dinamico del mezzo elastico ideale mostra che (cfr. p. es. Mancuso, 1996) le onde sismiche associate a stati deformativi di compressione-dilatazione volumetrica, dette onde P (Figura 1.11 a), si propagano con velocità  $V_p$  pari a:

$$V_p = \sqrt{\frac{M_v}{\rho}} \quad (1.17)$$

( $M_v$  = modulo di rigidezza a compressione monodimensionale<sup>1</sup>,  $\rho$  = densità del mezzo) e direzione parallela allo spostamento dell'elemento di volume investito dall'onda. Le onde connesse a fenomeni deformativi del tipo distorsionale (Figura 1.11 b), invece, sono caratterizzate da velocità di propagazione  $V_s$  pari a:

<sup>1</sup>  $M_v$  è più familiarmente conosciuto in Meccanica delle Terre come modulo di compressione edometrica  $E_{ed}$ . In un mezzo elastico ideale  $M_v = E_{ed} = (1+\nu)/(1-\nu-2\nu^2)$ , essendo  $E$  il modulo di Young e  $\nu$  il coefficiente di Poisson.

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (1.18)$$

( $G$  = modulo di rigidezza a taglio del materiale) e direzione perpendicolare allo spostamento dell'elemento di volume investito dall'onda.

Il campo di spostamenti prodotti dalle onde  $S$  è generalmente scomposto in due componenti perpendicolari: le onde  $SH$  polarizzate nel piano orizzontale, e le onde  $SV$  polarizzate nel piano verticale. Un'onda  $S$  può quindi essere rappresentata come somma vettoriale delle sue componenti  $SH$  e  $SV$ . Dalle (1.17) e (1.18), considerata la limitata variabilità in natura della densità di terreni e rocce, consegue che le onde sismiche si propagano nel sottosuolo con velocità proporzionale alla rigidezza del materiale attraversato.

Se la vibrazione è regolata nel tempo da una legge armonica di frequenza  $f$ , l'onda si propaga nello spazio con una deformata del mezzo caratterizzata da una periodicità descritta dalla *lunghezza d'onda*  $\lambda$ . Questa risulta legata a velocità  $V$  ( $V_s$  o  $V_p$ ) e frequenza della relazione:

$$\lambda = \frac{V}{f} \quad (1.19)$$

Nei terreni saturi la  $V_p$  dipende essenzialmente dalla compressibilità del fluido, e nella (1.17) vanno introdotte rigidezza volumetrica e densità dell'acqua, risultando  $V_p \approx 1450$  m/s.

In seguito all'incapacità dell'acqua di trasmettere sforzi di taglio e all'accoppiamento inerziale solido-fluido, le onde  $S$  nei terreni saturi si propagano invece con velocità determinabile dalla (1.18), in cui la rigidezza a taglio è quella dello scheletro solido, e la densità quella del mezzo bifase solido+acqua ( $\rho = \gamma_{\text{sat}}/g$ ).

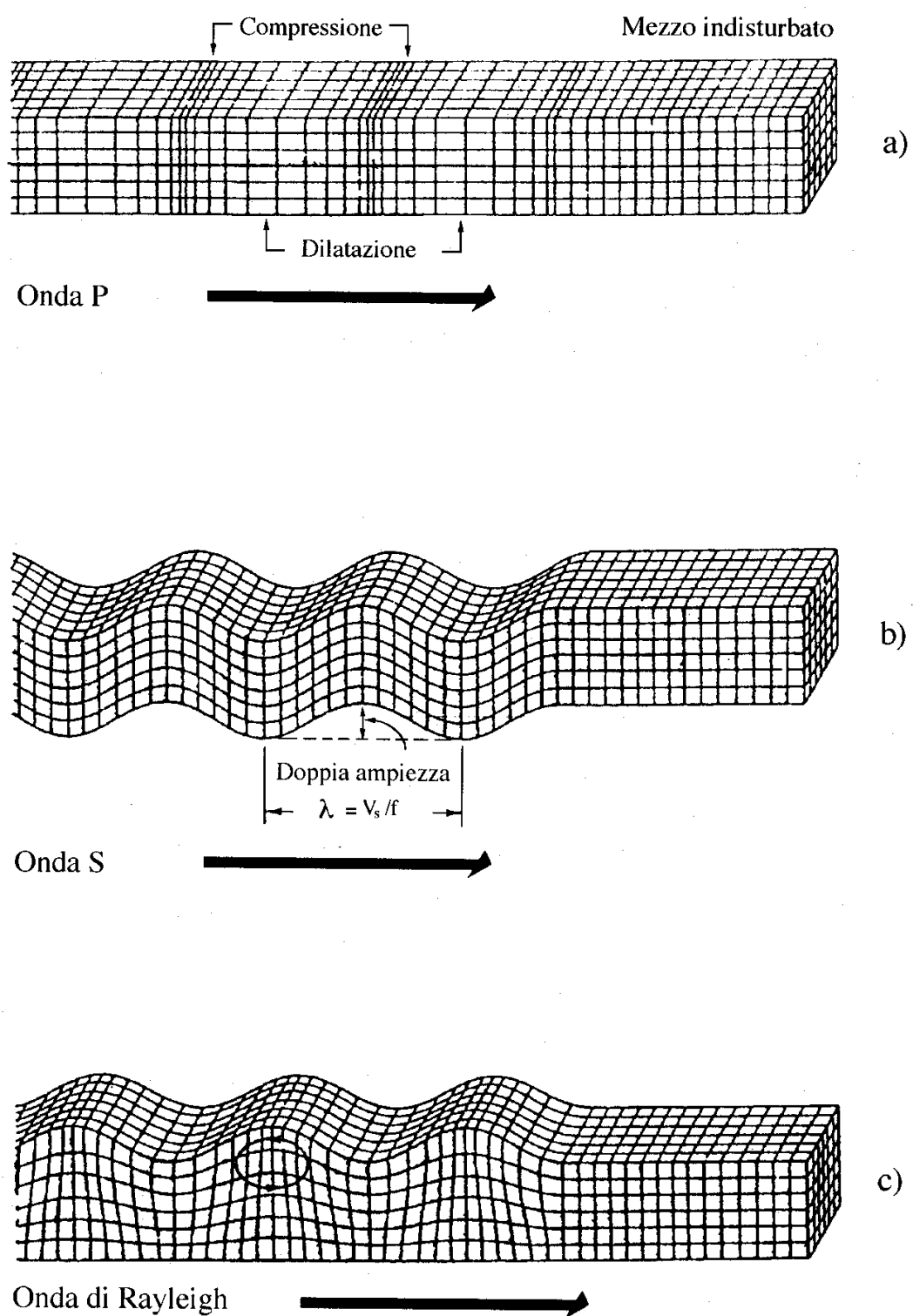


Fig. 1.11 Stati deformativi prodotti da (a) onde P, (b) onde S e (c) onde di Rayleigh

Nell'attraversare l'interfaccia tra due materiali ① e ② (p.es. nel passaggio da roccia a terreno), si verificano contemporaneamente fenomeni diversi:

- la generazione di onde superficiali. In particolare, quando il mezzo di destinazione 2 non può trasmettere onde elastiche, cioè rappresenta una superficie libera, la combinazione di componenti P e SV delle onde di volume genera onde superficiali di Rayleigh (Figura 1.11 c). Queste onde hanno velocità  $V_r$  di poco inferiore alla velocità delle onde di taglio  $V_s$  e producono vibrazioni in piani verticali caratterizzate da componenti parallele e perpendicolari alla direzione dell'onda.
- La generazione di onde riflesse (nel mezzo di provenienza) e trasmesse (nel mezzo di destinazione), anche di tipo diverso di quella incidente. In Figura 1.12 è riportato il caso dell'onda SV incidente secondo una direzione obliqua al piano di separazione dei mezzi. Le onde SV e P riflesse e trasmesse assumono direzioni diverse da quella originaria in ragione della ben nota *legge di Snell* (cfr. Richart *et al.*, 1970):

$$\frac{\sin i}{V_{S_1}} = \frac{\sin r}{V_{S_1}} = \frac{\sin s}{V_{P_1}} = \frac{\sin t}{V_{S_2}} = \frac{\sin u}{V_{P_2}} \quad (1.20)$$

dove  $i$  = angolo di incidenza,  $r, s$  = angoli di riflessione,  $t, u$  = angoli di trasmissione,  $V_{S_1}, V_{S_2}, V_{P_1}, V_{P_2}$  = velocità delle onde S e P nei due mezzi. La (1.20) implica un avvicinamento alla normale all'interfaccia in proporzione alla diminuzione di velocità del mezzo di destinazione rispetto al mezzo di provenienza.

- Una modifica di ampiezza di spostamenti in misura inversamente proporzionale all'*impedenza sismica*  $Z$  (cioè il prodotto  $\rho V$ ) dei mezzi a contatto; nel caso di onde incidenti lungo la normale all'interfaccia, dette  $u_i, u_r, u_t$  rispettivamente le ampiezze di onde incidenti, riflesse e trasmesse, si ha:

$$u_r = \frac{1 - \mu}{1 + \mu} u_i \quad u_t = \frac{2}{1 + \mu} u_i \quad (1.21)$$

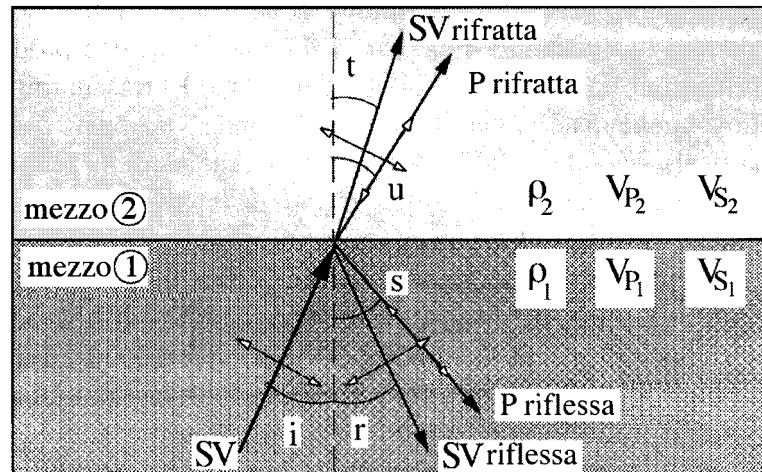


Fig. 1.12 Effetti prodotti da un'onda Sv incidente all'interfaccia tra due mezzi.

Dove si è definito con  $\mu$  il *rapporto tra le impedenze* del mezzo di destinazione ② rispetto a quello di provenienza ①:

$$\mu = \frac{Z_2}{Z_1} = \frac{\rho_2 V_2}{\rho_1 V_1} \quad (1.22)$$

Quale che sia la successione delle formazioni attraversate dalle onde di volume, in genere la velocità, la densità e l'inclinazione degli strati diminuiscono lungo il percorso. Ne deriva quindi che, avvicinandosi alla superficie, l'onda segue un percorso curvilineo che va progressivamente accostandosi alla verticale, mentre gli spostamenti aumentano di intensità. Questo non comporta per esempio brusche deviazioni del tragitto in corrispondenza della trasmissione di onde dalla roccia al terreno, come schematicamente indicato in Figura 5.1. Per sottosuoli con stratificazione pressoché orizzontale, il fenomeno sismico può pertanto essere assimilato a treni d'onde di volume che si propagano verso l'alto a partire dal substrato roccioso di riferimento (bedrock).

Tenuto conto che i sottosuoli naturali sono in gran parte sotto falda e che, per l'elevata rapidità delle azioni, ci si trova in condizioni di drenaggio impedito, il fenomeno sismico produce deformazioni volumetriche (indotte dalle onde P) trascurabili rispetto a quelle distorsionali (indotte dalle onde S). Appare quindi giustificato ricondurre la modellazione meccanica di un fenomeno sismico all'analisi degli effetti prodotti da un'insieme di onde S propagantisi verso l'alto, con un campo di spostamenti del terreno praticamente orizzontale.

L'assunzione è oltretutto giustificata dal fatto che, dal punto di vista ingegneristico, il moto più significativo ai fini della verifica sismica dei manufatti è quello orizzontale (la cosiddetta "scossa ondulatoria"), corrispondente agli spostamenti del terreno prodotti dalle onde S.

Dalle considerazioni appena svolte consegue che lo stato deformativo d'interesse per l'analisi del comportamento meccanico dei terreni sotto azioni sismiche è quello distorsionale.

### 1.5.2 Comportamento non lineare e dissipativo dei terreni

La fenomenologia dell'evento sismico appena delineata richiede l'analisi del comportamento meccanico del terreno in condizioni di taglio semplice, vale a dire in corrispondenza di un processo di carico che sottopone l'elemento di sottosuolo, a partire dalle condizioni litostatiche ( $\sigma'_{v0}$ ,  $\sigma'_{h0}$ ), ad una tensione tangenziale variabile nel tempo con legge irregolare  $\tau(t)$  (Figura 1.13). Per effetto di questa storia di sollecitazione, il legame tensione-deformazione tangenziale si manifesta non lineare, non reversibile (quindi con dissipazione di energia meccanica) e fortemente dipendente dalla storia delle sollecitazioni applicate.

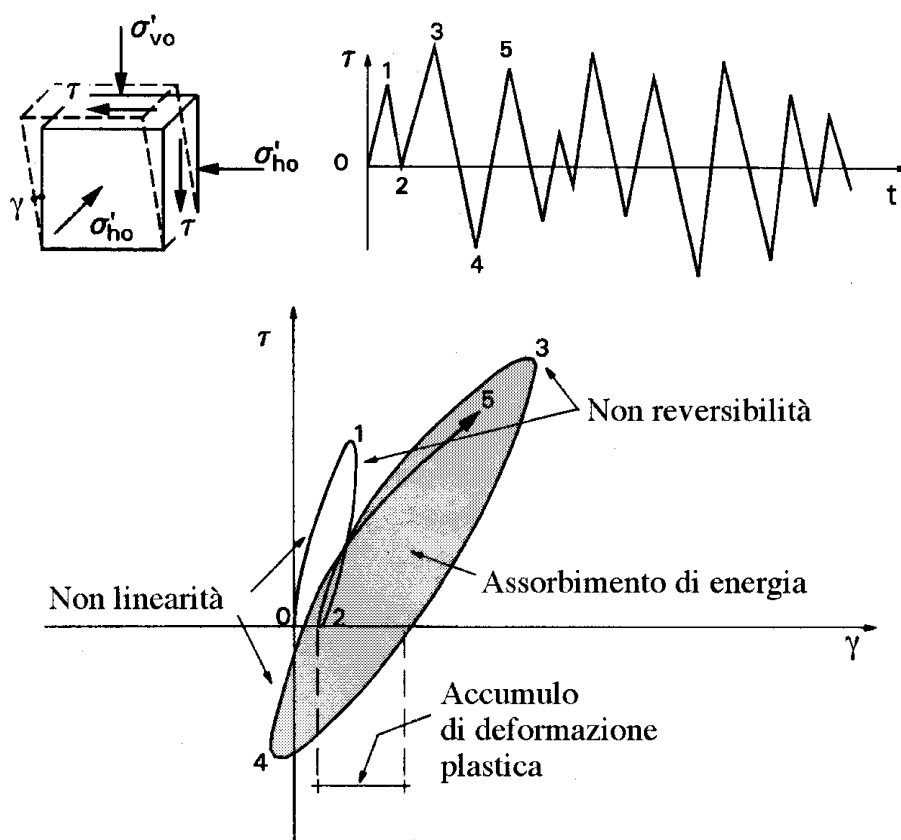


Fig. 1.13 Comportamento di un elemento di terreno sottoposto ad una sollecitazione di taglio semplice variabile nel tempo con legge irregolare

Per un singolo processo di carico-scarico in termini di tensioni tangenziali (Figura 2.5), il terreno mostra un comportamento efficacemente rappresentabile mediante una coppia di parametri:

- il modulo di rigidezza a taglio  $G$
- il fattore di smorzamento  $D$  (*damping ratio*)

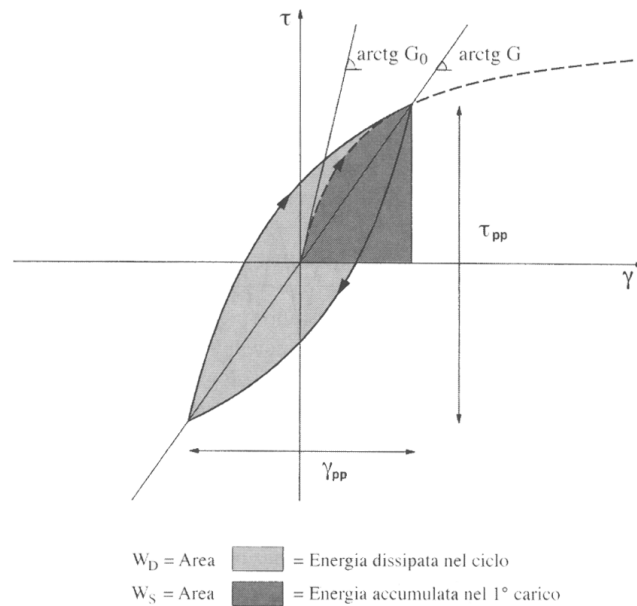


Fig. 1.14 Definizione dei parametri di rigidezza a taglio,  $G$ , e fattore di smorzamento,  $D$ , in un ciclo tensione-deformazione tangenziale

Questi parametri variano con il livello di deformazione tangenziale  $\gamma$  impresso all'elemento di volume; a seconda della fenomenologia osservabile, sono individuabili tre campi di comportamento, distinti ma contigui (Figura 1.15): (a) piccole deformazioni, (b) medie deformazioni, (c) grandi deformazioni (fino alla rottura).

#### (a) Comportamento a piccole deformazioni

Il modulo  $G$  assume un valore iniziale massimo ( $G_0$ ), che si mantiene pressoché costante per livelli deformativi inferiori a una soglia di linearità  $\gamma_l$ . Questa assume valori variabili tra 0.0001% e 0.01% in relazione alle caratteristiche granulometriche e microstrutturali del terreno, come verrà meglio illustrato nel seguito.



Per  $\gamma < \gamma_1$  la risposta durante un ciclo completo (Figura 1.15 a) è caratterizzata da energia dissipata percentualmente molto ridotta rispetto a quella impressa (cioè  $D$  prossimo a 0). Il legame  $\tau - \gamma$  è quindi rappresentabile con un modello lineare, elastico o al più visco-elastico.

*(b) Comportamento a medie deformazioni*

Per deformazioni superiori alla soglia  $\gamma_1$  il terreno mostra un comportamento marcatamente non lineare e dissipativo, evidenziato da una sensibile riduzione di  $G$  e da un corrispondente aumento di  $D$  con  $\gamma$ .

L'aspetto dei cicli  $\tau - \gamma$  si modifica al crescere dell'ampiezza della sollecitazione, ma il materiale conserva tuttavia un comportamento stabile ed indipendente dalla storia di carico; infatti, sotto una sollecitazione clinica di ampiezza costante, il terreno ripercorre lo stesso ciclo tensione –deformazione (Figura 1.15 b). In altre parole, definendo per ogni valore di  $\gamma$  una coppia di parametri equivalenti  $G$  e  $D$ , nelle analisi numeriche il legame costitutivo del terreno può essere attendibilmente simulato con un modello lineare equivalente.

*(c) Comportamento a grandi deformazioni*

All'aumentare dell'ampiezza delle sollecitazioni cicliche, si individua un ulteriore livello di deformazione (la soglia volumetrica  $\gamma_v$ ), superiore a  $\gamma_1$  per uno-due ordini di grandezza, al di là del quale il terreno risente dell'accoppiamento tra deformazioni distorsionali e volumetriche.

Per effetto di ogni singolo ciclo  $\tau - \gamma$  conseguono non trascurabili valori residui delle deformazioni volumetriche  $\varepsilon_v$  o delle pressioni interstiziali (in condizioni non drenate). In altri termini, il comportamento meccanico del terreno (espresso mediante  $G$  e  $D$ ) evolve, in genere degradando, con il numero di cicli di carico  $N$  (Figura 1.15 c).

Come estrema conseguenza del fenomeno di degradazione ciclica in condizioni non drenate, si assiste alla rottura del terreno per improvvisa perdita di resistenza al taglio a seguito di annullamento delle pressioni effettive, cioè la ben nota liquefazione ciclica.

A questi livelli di deformazione, il legame costitutivo non può che essere descritto da un modello non lineare di tipo elasto-plastico ad incrudimento.

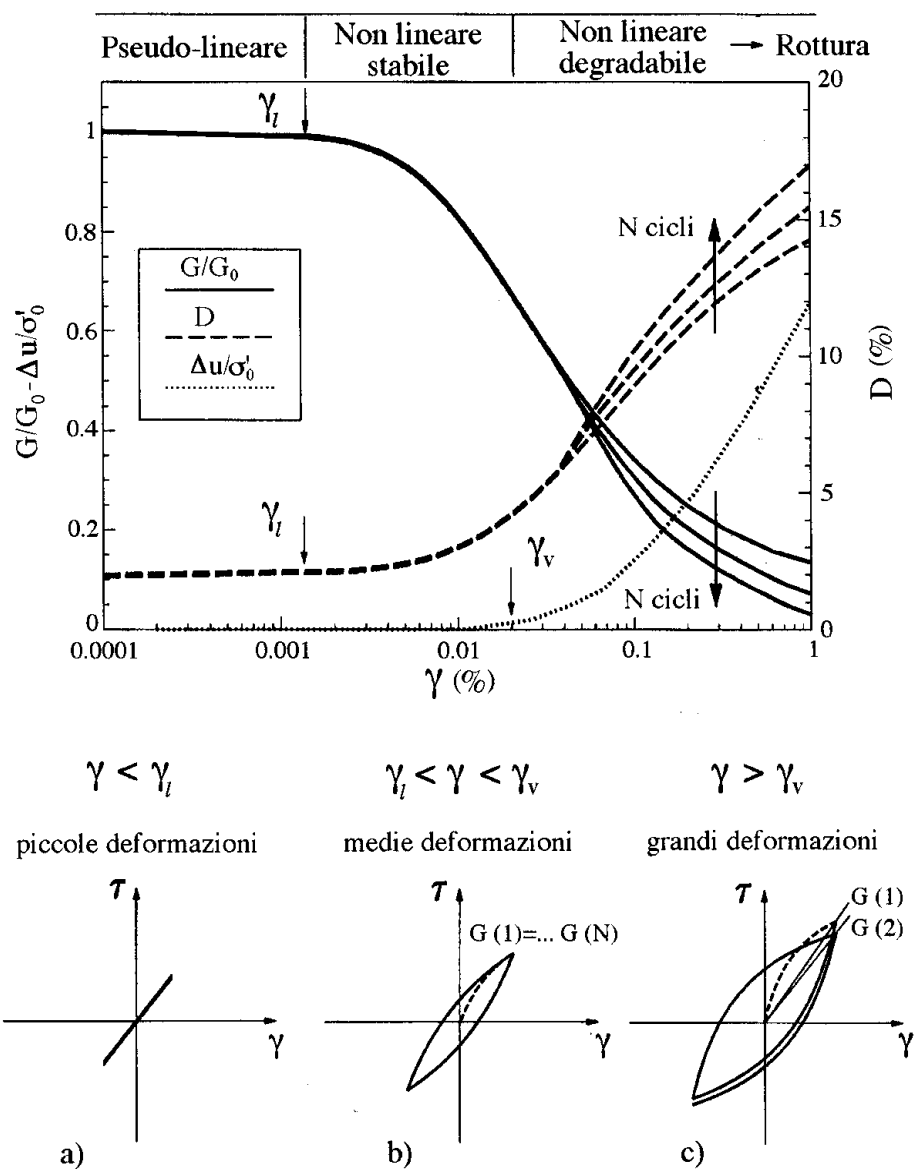


Fig. 1.15 Livelli deformativi ed aspetti del comportamento meccanico del terreno in condizioni di taglio semplice ciclico

### 1.5.3 Fattori di influenza sul comportamento meccanico dei terreni

Ogni volta che un parametro meccanico viene misurato o assegnato, è buona norma tenere conto dell'esperienza pregressa.

L'accumulo nel tempo di conoscenza sperimentale su svariati terreni naturali o da costruzione ha condotto ad un inquadramento razionale sufficientemente chiaro dei principali fattori di influenza sulle proprietà di rigidità e smorzamento che caratterizzano la risposta sismica locale.

Rimandando a trattazioni più approfondite sull'argomento (p. es. Vinale *et al.*, 1996), si forniscono qui di seguito alcune indicazioni sintetiche su valori e andamenti tipici di rigidità e smorzamento per vari tipi di terreno.

La differenziazione tra terreni diversi va in genere riferita ai principali fattori costitutivi (granulometria, plasticità, tessitura, cementazione), mentre la variabilità in una formazione litologicamente omogenea va associata a quella delle variabili di stato fondamentali (stato e storia tensionale geostatici, indice dei vuoti, età geologica).

Le indicazioni e correlazioni che vengono qui riportate vanno considerate come:

- a. strumenti di stima approssimata dei parametri, in mancanza di misura diretta degli stessi,
  - b. criteri di verifica dell'attendibilità di misure, in assenza della sufficiente esperienza o confidenza ingegneristica sui valori riscontrabili nella pratica,
- ma non vanno per questo ritenute sostitutive della determinazione sperimentale diretta delle grandezze.

#### Rigidità a piccole deformazioni

La dipendenza del modulo  $G_0$  delle variabili di stato ( tensione effettiva media  $p' = \sum_i \sigma'_i / 3$ , indici dei vuoti  $e$ , grado di sovraconsolidazione OCR) può essere espressa con relazioni semiempiriche nella forma (Hardin, 1978):

$$\frac{G_0}{p_a} = S \left( \frac{p'}{p_a} \right)^n f(e) OCR^m \quad (1.23)$$

dove  $f(e)$  è una funzione decrescente dell'indice dei vuoti,  $p_a$  la pressione atmosferica. I numerosi studi sperimentali nel settore forniscono in genere espressioni di  $f(e)$  variabili in

relazione al tipo di terreno considerato, non permettendo la definizione di un legame costitutivo  $G_0 = f(p', e, OCR)$  esprimibile in funzione di un numero adeguatamente contenuto di parametri ( per esempio i soli  $S, n, m$ ). Vinale *et al.* (1996) riportano le variazioni di  $S, n, m$  con l'indice di plasticità  $I_p$  descritte in Figura 2.7, adottando svariati terreni naturali e ricostituiti la funzione dell'indice dei vuoti suggerita da Hardin e Black (1968):

$$f(e) = \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} \quad (1.24)$$

La rigidezza  $G_0$  può peraltro esprimersi anche in funzione di valori tipici di  $\rho$  e  $V_s$ , mediante la relazione (1.25):  $G = \rho V_s^2$ .

L'esperienza ha mostrato che, nell'ambito di profondità non particolarmente elevate, a diverse classi di terreno sono associabili gli intervalli tipici di valori di  $V_s$  riportati in Tabella 1.2, insieme ai corrispondenti campi di variazione della densità.

Materiale		Velocità sismiche in sito (a piccole deformazioni) (m/s)		Coefficiente di Poisson	Densità (g/cm <sup>3</sup> )	Modulo di elasticità tangenziale (MN/m <sup>2</sup> )
		$V_p$	$V_s$	$\nu$	$\rho$	$G$
Sabbia (in prossimità della superficie)	Sciolta	1450-1550 (180-450)	100-250	0.48-0.50 (0.3-0.35)	1.5-1.8	15-110
	Media	1500-1750 (320-650)	200-350	0.47-0.49 (0.2-0.3)	1.7-2.1	70-250
	Addensata	1700-2000 (550-1300)	350-700	0.45-0.48 (0.15-0.3)	1.9-2.2	230-1000
Argilla	Moder. consist.	1450-1550	80-180	0.47-0.5	1.6-2.0	10-65
	Consistente	1500-1700	180-300	0.47-0.5	1.7-2.1	55-190
	Molto consist.	1600-1900	300-500	0.47-0.5	1.8-2.3	160-450
Arenaria e scisti non alterati		1500-4000	800-2000	0.25-0.35	2.0-2.4	1300-9500
Calcare		2000-6000	1200-3000	0.25-0.35	1.8-2.5	2600-20000
Roccia cristallina o metamorfica non alterata		3500-7000	2000-3500	0.25-0.30	2.2-2.6	8500-32000

Tab 1.2 Valori indicativi di  $\rho$  e  $V_s$  per terreni naturali (da Castellani e Faccioli)

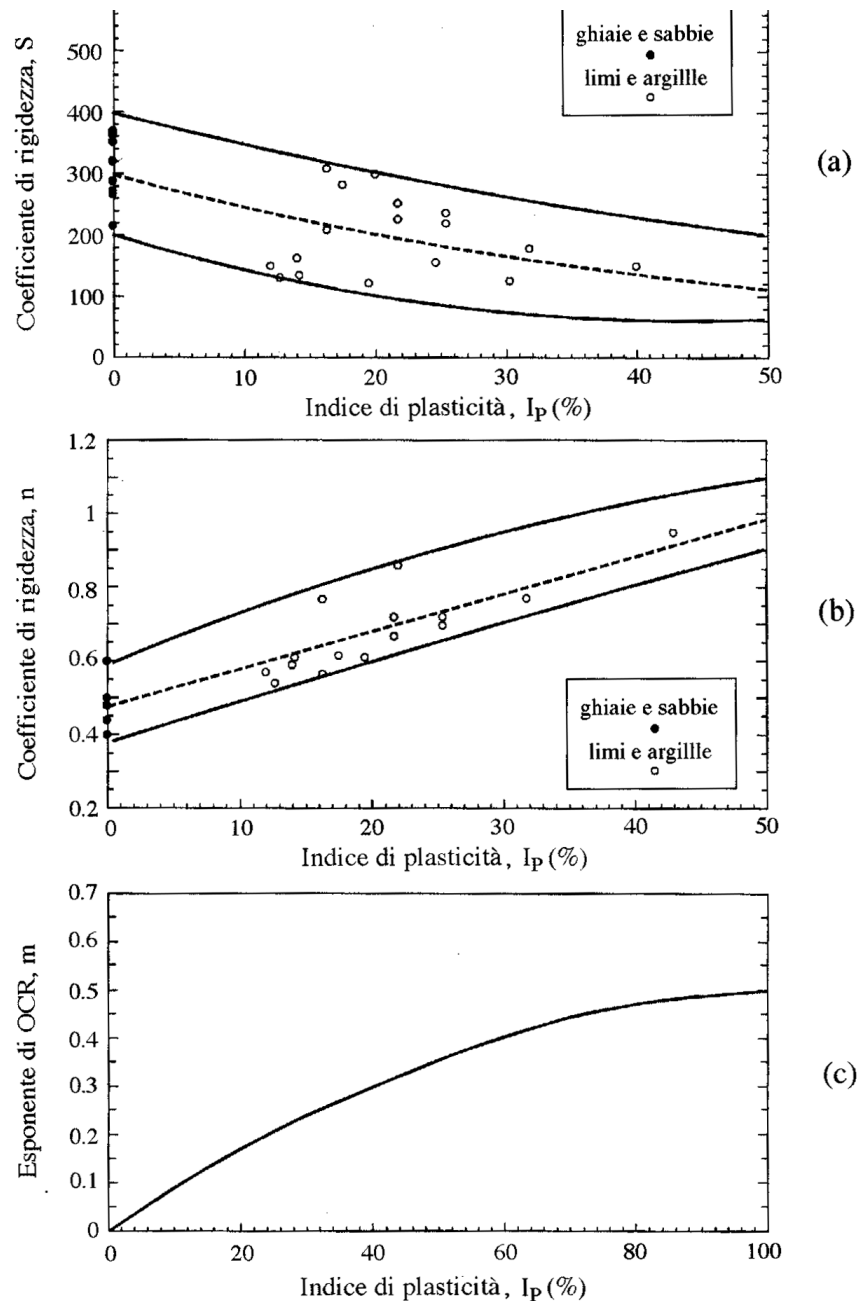


Fig. 1.16 Variazione dei parametri di rigidezza  $S$ ,  $n$ ,  $m$  con l'indice di plasticità  $I_p$  (da Vinale et al., 1996).

### Smorzamento a piccole deformazioni

L'influenza di fattori costitutivi e variabili di stato sullo smorzamento a basse deformazioni ( $D_0$ ) è, sia quantitativamente che qualitativamente, meno documentata in letteratura rispetto a quanto accade per la rigidezza. Ciò perché la misura di  $D_0$  è maggiormente affetta da incertezze sperimentali rispetto a quella di  $G_0$  o  $V_s$ .

Per un dato terreno, lo smorzamento diminuisce con l'aumento dello stato tensionale effettivo, ma gli andamenti ed i valori tipici di  $D_0$  variano da materiale a materiale, non sempre consentendo una chiara valutazione degli effetti dei fattori costitutivi.

Le fasce di variazione, puramente indicative, riportate in Figura 1.17 indicano comunque che:

- per terreni granulari (sabbie, ghiaie, rockfill), il campo di variazione  $D_0$  con lo stato e la storia tensionale è ristretto, e i valori prossimi a zero;
- per terreni naturali a grana fine, i valori tipici ed il gradiente di diminuzione di  $D_0$  con la tensione effettiva aumentano passando da argille consistenti a tenere; inoltre, a parità di stato e storia tensionale, i valori caratteristici di  $D_0$  aumentano con l'indice di plasticità;
- i valori di  $D_0$  per terreni costipati a grana medio-fine spesso risultano maggiori di quelli tipici di argille naturali. Ciò a causa della mancanza del processo di diagenesi nella storia della formazione del terreno da costruzione, e della conseguente minore "stabilità" e continuità della microstruttura.

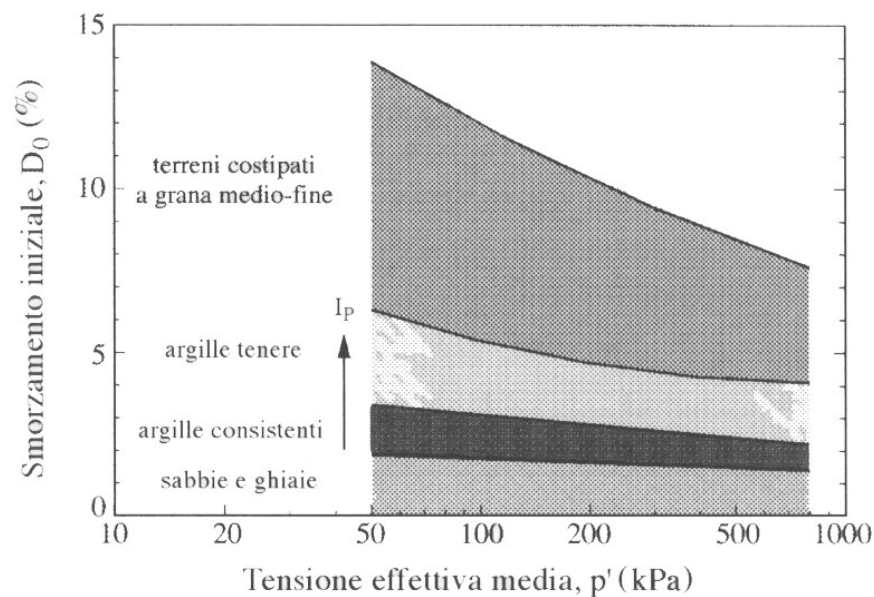


Fig. 1.17 Dipendenza del fattore di smorzamento iniziale  $D_0$  dal tipo di terreno e dalla tensione effettiva (da Vinale *et al.*, 1996)

Per descrivere la dipendenza del comportamento non lineare dei fattori costitutivi, numerose correlazioni empiriche sono state proposte da vari autori (p. es. Vucetic and Dobry, 1991; Lanzo, 1995): nella maggioranza dei casi, la posizione e la forma delle curve  $G(\gamma)$  e  $D(\gamma)$  vengono associate ai valori di  $I_p$ , come mostra la Figura 1.18<sup>2</sup>.

Come si vede dalla figura l'estensione del campo pseudo-lineare (in cui cioè  $G \cong G_0$ ,  $D \cong D_0$ ) si amplia con l'indice di plasticità.

Per terreni più fini e mineralogicamente più attivi si assiste quindi ad un aumento della soglia di linearità  $\gamma_1$  (cfr. § 1.5.2) e di quella di accoppiamento volumetrico-distorsionale  $\gamma_v$  (ad essa superiore, come si è detto, per uno-due ordini di grandezza) in proporzione a  $I_p$  (cfr. Vucetic, 1994; Vinale *et al.*, 1996).

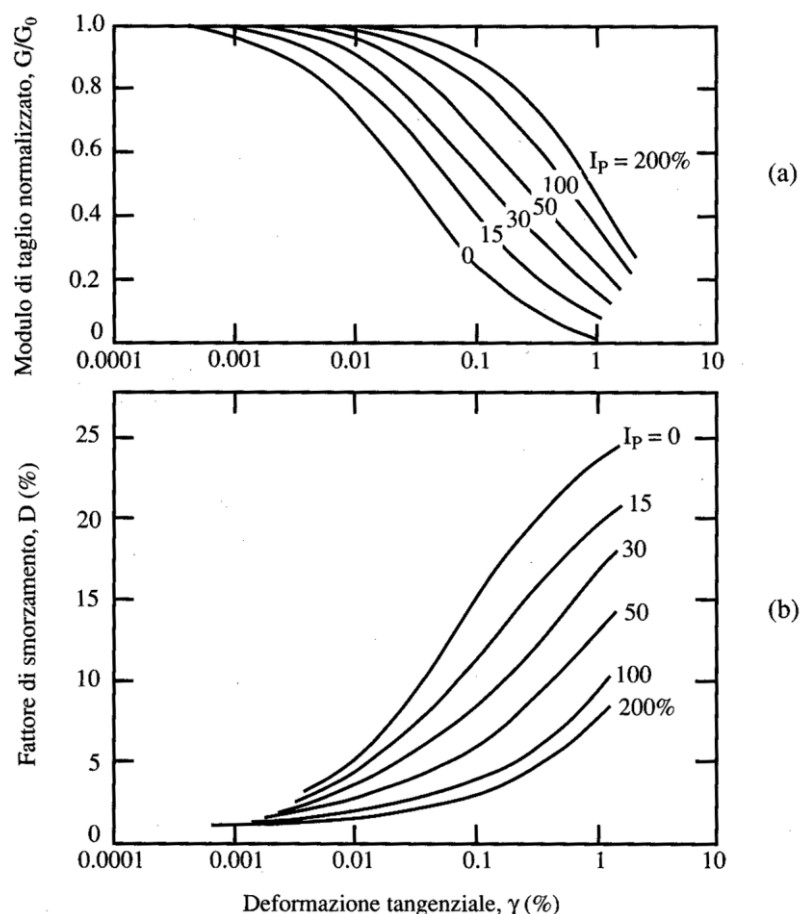


Fig. 1.18 Dipendenza del comportamento non lineare dall'indice di plasticità in termini di (a) rigidità normalizzata e (b) fattore di smorzamento (da Vucetic e Dobry, 1991)

<sup>2</sup> In mancanza di misura diretta della rigidità in campo non lineare, queste correlazioni vengono indicate come riferimento da alcune raccomandazioni tecniche per la progettazione antisismica (p. es. EPRI, 1993).

---

## 1.6 Risposta sismica locale

---

### 1.6.1 Comportamento stabile ed instabile dei terreni

Propagandosi nella porzione più superficiale della crosta terrestre, le onde sismiche subiscono fenomeni di riflessione multipla, di frazione e focalizzazione causati dalle eterogeneità presenti. Sotto certe condizioni tali fenomeni generano effetti di sito capaci di modificare in misura significativa, in zone specifiche (per esempio, su una valle alluvionale o alla sommità di una altura pronunciata), il moto vibratorio del suolo causato da un terremoto.

Possono in particolare venire esaltate l'ampiezza e la durata del moto, rispetto a quelle che si avrebbero su suolo rigido in assenza di irregolarità nel rilievo.

Nella letteratura sismologica, trattando gli effetti di sito, si fa implicitamente riferimento a comportamento elastico o visco-elastico dei terreni e dunque a risposta dinamica essenzialmente lineare alle sollecitazioni sismiche. Tuttavia, per meglio inquadrare il problema si ritiene utile approfondire la distinzione introdotta in precedenza tra terreni a comportamento stabile ed instabile sotto le sollecitazioni cicliche generate dal passaggio di onde sismiche.

Schematicamente, si ha comportamento stabile quando l'ampiezza delle tensioni tangenziali cicliche generate dal terremoto è solo una frazione della resistenza a rottura del terreno e, in particolare, quando nei terreni granulari saturi la pressione interstiziale indotta non eccede significativamente quella agente in condizioni statiche. Se si associa la condizione di rottura del terreno in sito a livelli di deformazione che eccedono uno stato limite di servizio, si può escludere che essa venga raggiunta in materiali a comportamento stabile, per esempio ghiaie e sabbie addensate o argille consistenti, sia pure sotto l'azione di scosse sismiche violente.

Pertanto non è il grado di sicurezza rispetto ad un'eventuale condizione di rottura (anche transitoria) a dover essere in tal caso valutato, bensì l'entità dell'amplificazione che le onde sismiche subiranno propagandosi verso la superficie, quantificabile mediante lo spettro di risposta al sito, visto l'eventuale aggravio di azioni dinamiche che può derivarne sulle strutture.

Viceversa, quando le variazioni di tensione connesse all'evento sismico sono tali da mobilitare la resistenza a rottura del terreno, fatto che può avvenire anche con scosse non violentissime in depositi di argille poco consistenti o di sabbie sciolte sature d'acqua,



insorgono rilevanti deformazioni permanenti che modificano l'assetto originario del materiale. E' questo il caso di comportamento sismico instabile.

In particolare se agiscono forze destabilizzanti statiche, come per esempio in uno strato in pendio o una diga in terra, le deformazioni conseguenti a comportamento instabile causato dal sisma possono essere addirittura illimitate. Il compito preminente della verifica sismica è in tal caso la valutazione del grado di sicurezza nei riguardi della rottura; esso non rappresenta l'unico aspetto del problema.

Infatti in uno strato di terreno in piano (come pure su un pendio con sufficiente grado di stabilità), per la natura transitoria della sollecitazione sismica, può avvenire che la condizione di rottura sia raggiunta localmente solo per un numero finito di brevi intervalli di tempo, in ciascuno dei quali si genera un incremento di deformazione permanente che va a sommarsi ai precedenti.

Se alla fine del sisma i cedimenti (totali o differenziali) non eccedono lo stato limite di servizio, le conseguenze per l'opera possono evidentemente ritenersi ancora accettabili. In casi del genere non basterà quindi calcolare un fattore di sicurezza nei riguardi della rottura e si tratterà di ricorrere a valutazioni più raffinate, in campo non lineare, delle deformazioni del terreno.

La Tabella 1.3 sintetizza gli aspetti più importanti che caratterizzano i due tipi di comportamento sopra delineati. Quantunque le manifestazioni di comportamento instabile derivino anch'esse, in senso lato, da effetti di sito (presenza di particolari materiali o condizioni geometriche), è preferibile riservare tale denominazione ai casi di risposta stabile, con particolare riferimento all'amplificazione dinamica di origine geologica o topografica.

La velocità  $V_s$  di propagazione delle onde di taglio è considerata il parametro più adatto per classificare il profilo del sottosuolo dal punto di vista sismico e può servire per una valutazione preliminare della suscettibilità a sviluppare comportamento instabile.

Con riferimento alla classificazione dell'Eurocodice 8 (§ 2.3.1) si può ritenere che, per siti in piano, la maggior parte dei casi di comportamento sismico instabile rientri nella categoria di terreni tipo C, caratterizzata da  $V_s < 200$  m/s entro i primi 20-30 m di profondità. Per un primo orientamento si rimanda alla Tabella 1.2 dei valori caratteristici delle velocità di propagazione sismiche e dei moduli elastici di terreni e rocce.

Terreni stabili	Terreni instabili
<i>Fattori determinanti:</i> sollecitazioni indotte dal sisma inferiori alla resistenza a taglio del materiale, possibile plasticizzazione limitata, ma con comportamento non degradante.	<i>Fattori determinanti:</i> mobilitazione, anche ripetuta della resistenza a taglio dei materiali, che causa plasticizzazioni significative; effetti di degradazione legati alla pressione interstiziale in terreni saturi; influenza di sforzi di taglio statici in sito (in pendii).
<i>Manifestazioni tipiche:</i> fenomeni di amplificazione locale su depositi con contrasto di impedenza rispetto al substrato, con frequenze dominanti del moto.	<i>Manifestazioni tipiche:</i> insorgere di cedimenti permanenti, per addensamento di terreni granulari sciolti non saturi, oppure liquefazione di terreni saturi con fratture nel suolo ed espulsione d'acqua; instabilità di pendii con trasporto a valle di materiale.
<i>Problema:</i> caratterizzare la risposta dinamica del terreno in termini di ampiezza, frequenza, durata (per esempio di accelerazioni) nelle varie situazioni geotecniche e morfologiche.	<i>Problema:</i> previsione dei fenomeni di instabilità in base alle condizioni geotecniche e geologiche in sito, stima di cedimenti e deformazioni permanenti causati dal sisma.

Tab 1.3 Aspetti distintivi del comportamento sismico dei terreni stabili ed instabili

In altre normative di avanguardia in questo settore, quali lo Uniform Building Code (UBC 97) usato negli Stati Uniti, la categoria dei terreni più deformabili è caratterizzata da  $V_s < 180$  m/s, mentre sono classificati in una categoria a parte i terreni maggiormente esposti a comportamento instabile, tra cui “*materiali suscettibili a potenziare rottura o collasso sotto sollecitazione sismica, come i terreni suscettibili di liquefazione, le argille molto sensitive, e i materiali debolmente cementati collassabili*”. Per questa categoria si richiedono valutazioni specifiche sito per sito.

Deve essere tuttavia ribadito che il tipo di comportamento dinamico dei terreni di fondazione dipende fortemente dalla severità della scossa, misurabile in prima approssimazione con il valore dell'accelerazione di picco al suolo  $a_g$ . Così uno strato superficiale di sabbia sciolta satura capace di risposta fortemente amplificativa per scosse di intensità moderata (per esempio,  $a_g < 0.10$  g), potrebbe subire liquefazione per scosse più forti.

In questo paragrafo ci occuperemo esclusivamente di aspetti attinenti al caso di comportamento stabile (o amplificativo) dei terreni e in particolare dell'amplificazione di natura geologica, rimandando alla letteratura scientifica specializzata per quanto riguarda tanto l'amplificazione di natura topografica quanto la liquefazione che è il caso forse più saliente di comportamento instabile.

## 1.6.2 Un modello elementare per lo studio dell'amplificazione locale

Un'utile rappresentazione analitica del fenomeno di amplificazione dinamica locale nel dominio della frequenza può essere ricavata dal semplice modello di un deposito di terreno uniforme, di spessore costante  $H$ , caratterizzato da densità  $\rho_t$  e velocità  $V_s^{(t)}$  di propagazione delle onde sismiche trasversali (Figura 1.20).

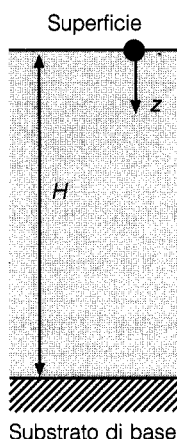


Fig. 1.19 Modello geometrico di uno strato di terreno su substrato più rigido

Si ricorderà che queste generano moto delle particelle in direzione perpendicolare a quella di propagazione. Il deposito giace su un substrato elastico più rigido (per esempio, roccioso), avente omologhe proprietà  $\rho_r$  e  $V_s^{(r)}$ , e per semplicità si ritiene trascurabile la dissipazione interna nella roccia e nel terreno così da avere smorzamento  $\gamma$  nullo.

Un'onda sismica di tipo sinusoidale, di ampiezza unitaria e frequenza  $f$ , che si propaga verticalmente dal basso verso l'alto genererebbe sulla superficie libera, ove lo strato di terreno non esistesse e il substrato affiorasse (punto B nella Figura 1.20), una oscillazione sinusoidale di ampiezza doppia qualunque sia il valore di  $f$ , per effetto di riflessione totale.

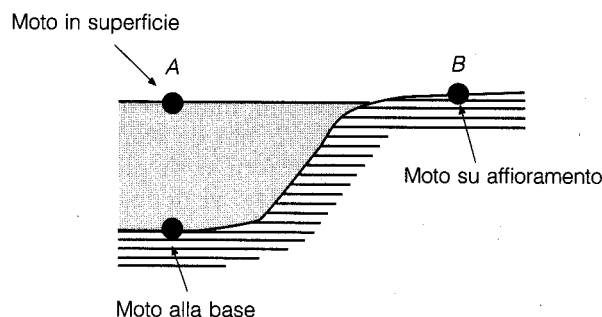


Fig. 1.20 Configurazione e terminologia per il moto sismico nel caso di deposito su substrato rigido

In presenza del deposito, l'ampiezza del moto in superficie (punto A nella Figura 1.20) rapportata a quella che si avrebbe sul substrato affiorante è descritta dalla funzione di amplificazione

$$A(f, D=0) = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(2\pi fH/V_s^{(t)}) + \eta^2 \cdot \sin^2(2\pi fH/V_s^{(r)})}} \quad (1.26)$$

essendo

$$\eta = \frac{\rho_t V_s^{(t)}}{\rho_r V_s^{(r)}} \quad (1.27)$$

il rapporto tra l'impedenza sismica del deposito e quella del substrato più rigido.

L'amplificazione rispetto all'onda incidente nel substrato si ottiene raddoppiando semplicemente il valore (1.26); in pratica è tuttavia molto difficile, anche disponendo di un sensore sismico installato in profondità, isolare il segnale sismico incidente dal moto totale che lo strumento registra (comprendente anche le onde riflesse che si propagano verso il basso). Per tale ragione, un punto B su substrato affiorante costituisce il sito di riferimento più naturale per valutare l'amplificazione.

La (1.26), pur basandosi su un modello molto semplice, mette bene in risalto i fattori che governano il fenomeno di amplificazione locale. In primo luogo essa tende ad 1 per  $f$  che tende a 0: in altre parole, l'amplificazione tende ad annullarsi in assenza di moto. In secondo luogo, la funzione raggiunge il massimo alla frequenza “fondamentale” di vibrazione del deposito

$$f_1 = \frac{V_s^{(t)}}{4H} \quad (1.28)$$

in corrispondenza del quale assume il valore

$$A(f_1, D=0) = \frac{1}{\eta} \quad (1.29)$$

Il medesimo valore è riassunto per tutti i multipli dispari di  $f_1$ , che corrispondono ai modi di vibrare superiori al primo.

La coppia di valori (1.28) e (1.29) caratterizza dunque una condizione di risonanza del deposito, in cui esso oscilla nel proprio modo fondamentale di vibrazione. Affinché ciò si verifichi occorre che la lunghezza dell'onda sinusoidale eccitante sia esattamente pari a quattro volte lo spessore  $H$  del deposito.

La (1.29) mostra che l'ampiezza del moto alla superficie del deposito cresce all'aumentare del contrasto di proprietà meccaniche tra il materiale del substrato e quello del deposito. Dalla tabella (1.2) si vede come la densità nei materiali prossimi alla superficie vari generalmente meno di un fattore 2, mentre la velocità di propagazione trasversale di una roccia affiorante può superare anche di un fattore maggiore di dieci quella di un terreno sciolto; è dunque evidente che l'amplificazione predetta dalla (1.29) può facilmente raggiungere valori molto elevati.

Poiché il moto vibratorio del suolo (o segnale sismico) generato da un terremoto è rappresentabile come somma di oscillazione armonica di diversa frequenza e ampiezza, la possibilità di eccitare il deposito in risonanza dipende fondamentalmente dal contenuto in frequenza del segnale stesso.

### 1.6.3 Effetti della non linearità del terreno

Per essere più realistici, si tiene conto dei fenomeni di dissipazione interna nel terreno del deposito introducendo il fattore di smorzamento  $\xi$  (assunto indipendente dalla frequenza). L'effetto principale è quello di ridurre l'amplificazione massima (1.29) che viene modificata come segue

$$A(f_1, D) = \frac{\rho_t V_s^{(t)}}{\rho_r V_s^{(r)}} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\pi D}{2\eta}} \quad (1.30)$$

Si è visto all'inizio del capitolo come, al crescere dell'ampiezza del moto eccitante il comportamento del terreno del deposito fuoriesca dal campo elastico, con insorgenza di deformazioni plastiche, aumento di pressione interstiziale in caso di condizioni non drenate

del terreno (normalmente applicabili nel caso sismico), fino a subire rotture localizzate con cedimenti permanenti (cfr. Tabella 1.3). Oltre il limite elastico la precedente trattazione perde in effetti di validità e si dovrebbe far riferimento ad opportune leggi di comportamento non lineari per il terreno, integrabili in generale solo per via numerica con analisi passo a passo nel dominio del tempo.

Indicativamente, il comportamento visco-elastico lineare per cui sono rigorosamente applicabili le espressioni (1.26)-(1.30) si può far corrispondere a valori di soglia dell'ampiezza  $\gamma$  di deformazioni ciclica tangenziali compresi tra  $10^{-5}$  (sabbie) e  $10^{-4}$  (argille NC). Per ampiezze fino a circa dieci volte superiori alle precedenti il comportamento del materiale rimane moderatamente non lineare (con cicli sforzo-deformazione chiusi, di tipo isteretico); in tale campo non si verificano ancora deformazioni volumetriche irreversibili ovvero, in caso di saturazione e condizioni del terreno di tipo non drenato, non si registra aumento di pressione interstiziale. Pertanto, per deformazioni indicativamente inferiori a  $\gamma \cong 10^{-4}$  per le sabbie e  $10^{-3}$  per le argille, è possibile, e accettabile per quelle applicazioni in cui non sia richiesta una stima di cedimenti di origine sismica, descrivere il comportamento del materiale con un modello detto “elastico-equivalente”. In questo i moduli elastici (o, ciò che è equivalente, le velocità di propagazione) e il fattore di smorzamento interno vengono determinati in funzione dei valori rappresentativi di deformazione generati dal passaggio delle onde sismiche così da dar luogo – per un'ampiezza di deformazione fissata – alla stessa quantità di energia dissipata e ad un materiale con rigidità secante compatibile.

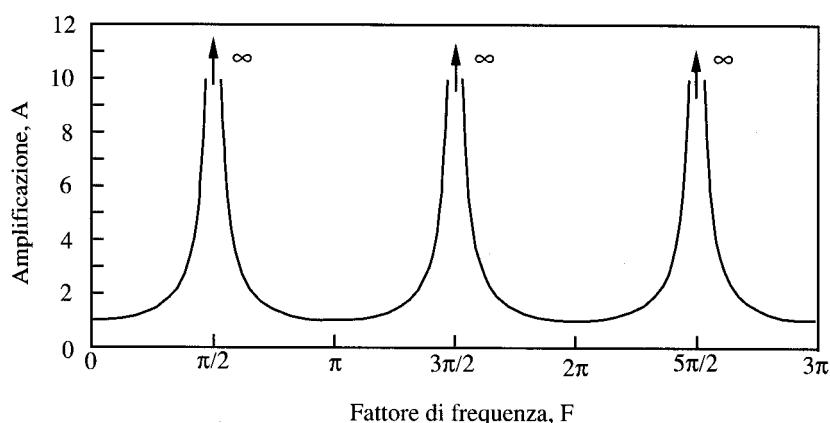


Fig. 1.21 Funzione di amplificazione relativa ad uno strato omogeneo elastico su substrato rigido

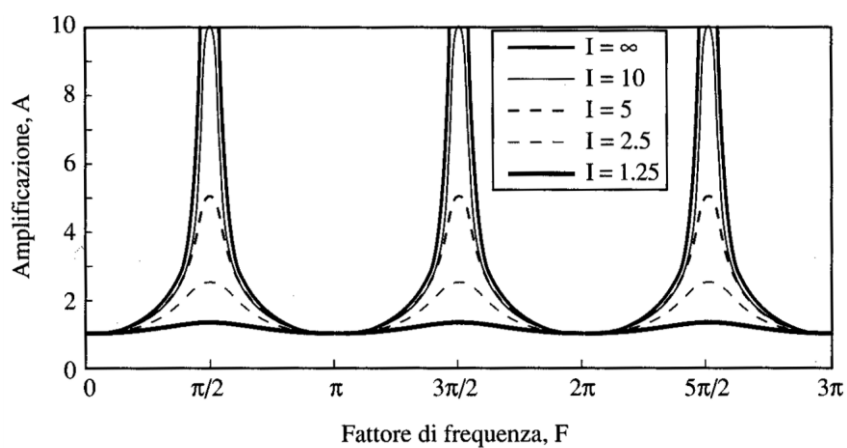


Fig. 1.22 Funzione di amplificazione relativa ad uno strato omogeneo elastico su substrato deformabile ( $I=1/\eta$ )

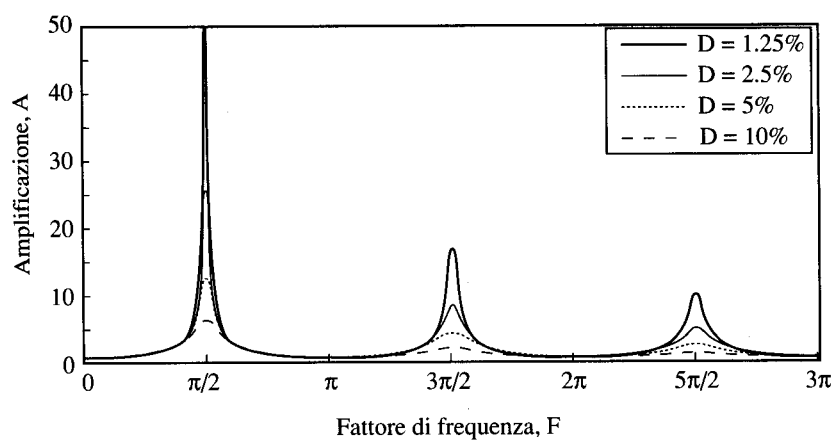


Fig. 1.23 Funzione di amplificazione relativa ad uno strato omogeneo visco-elastico su substrato rigido

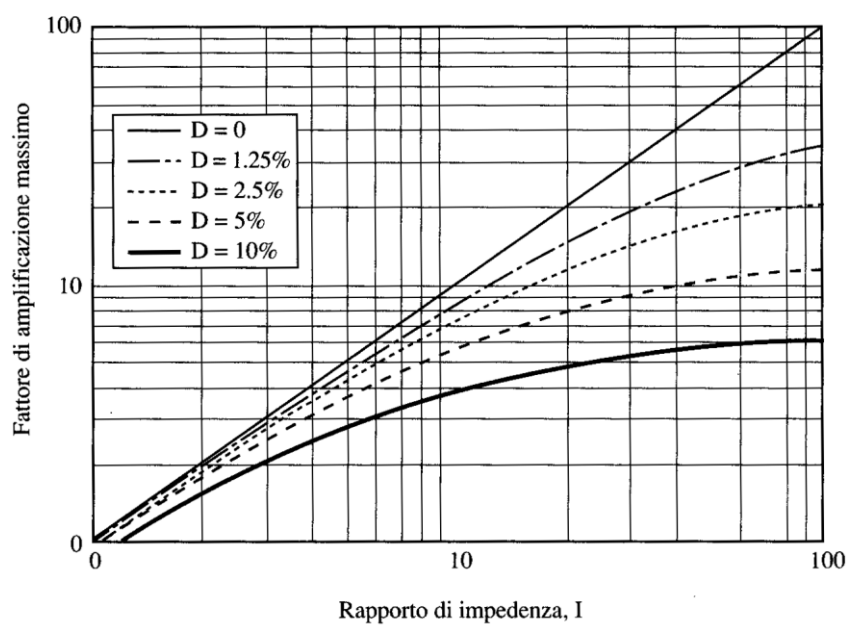


Fig. 1.24 Influenza del rapporto di impedenza  $I$  sull'amplificazione massima relativa alla frequenza fondamentale nel caso di strato omogeneo visco-elastico su substrato deformabile

---

## **1.7 Risposta dei terreni sabbiosi saturi a sollecitazioni di tipo ciclico**

---

### 1.7.1 Generalità

Una interpretazione qualitativa del meccanismo che produce la liquefazione dei terreni sabbiosi saturi sottoposti a carichi ciclici è stata fatta sin dal 1936 da Casagrande che per primo esaminò il fenomeno.

E' assodato che l'applicazione dei carichi ciclici alle sabbie si traduce in una progressiva riduzione di volume perfino nel caso di sabbie dense per le quali si ha dilatanza durante le prove di compressione monoassiale.

Nel caso di sabbie sature, in condizioni di drenaggio impedito, durante l'intervallo di tempo di sviluppo dei cicli di carico, la tendenza alla riduzione di volume genera un aumento della pressione interstiziale che come accennato nel paragrafo § 1.5.2 può portare alla perdita di resistenza del materiale qualora l'incremento sia pari alla tensione di confinamento ovvero si verifichi l'annullamento delle tensioni efficaci.

Ciò anche se questo stato è temporaneo.

Martin et al. (1975) hanno proposto una relazione quantitativa illustrata in dettaglio nel paragrafo successivo che lega l'incremento della pressione interstiziale che si verifica in condizioni non drenate alla corrispondente riduzione di volume che per effetto di carichi ciclici si ha invece in condizioni di drenaggio libero.



### 1.7.2 La relazione empirica di Martin, Finn e Seed

Molti autori sembrano pensare che gli incrementi della pressione interstiziale a seguito dell'applicazione di carichi ciclici sono l'effetto primario della sollecitazione. In effetti, l'incremento delle pressioni è un effetto secondario preceduto da una riduzione del volume della matrice dei grani non recuperabile che si ha quando il campione viene sottoposto ad un ciclo di deformazione completo e la tensione di confinamento viene mantenuta costante.

Poiché è la ridisposizione dei granuli piuttosto che uno schiacciamento di essi a determinare la variazione di volume si riduce anche il volume dei vuoti. Se i vuoti sono riempiti da un fluido la pressione di questo aumenta e la tensione efficace agente sulla matrice diminuisce.

Si noti che la pressione interstiziale non crescerebbe se la prova avvenisse a volume costante; è il trasferimento della pressione esterna applicata dai granuli al fluido che determina l'incremento della pressione interstiziale.

Questo meccanismo è stato descritto efficacemente da Martin et al. (1975) che osservano pure che la relazione tra l'ampiezza dello sforzo di taglio ciclico e la deformazione volumetrica irreversibile non dipende dalla tensione di confinamento. Gli stessi forniscono la seguente relazione empirica tra l'incremento di deformazione volumetrica  $\Delta \varepsilon_{vd}$  e l'ampiezza della deformazione di taglio  $\gamma$  che si assume essere la deformazione al taglio così come è definita nella pratica ingegneristica (e.g. il doppio della media tra  $e_{12}$  ed  $e_{21}$  che sono le grandezze utilizzate in FLAC):

$$\Delta \varepsilon_{vd} = C_1 \cdot (\gamma - C_2 \varepsilon_{vd}) + \frac{C_3 \varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4 \varepsilon_{vd}} \quad (1.31)$$

$C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  e  $C_4$  sono delle costanti.

Si noti che questa equazione lega la deformazione volumetrica irreversibile al suo incremento. La dipendenza è tale per cui al crescere delle deformazioni volumetriche l'incremento si riduce. Peraltro  $\Delta \varepsilon_{vd}$  dovrebbe presumibilmente essere nullo qualora sia nullo  $\gamma$  il che significa che le quattro costanti non sono del tutto indipendenti ma deve risultare verificata la seguente identità

$$C_1 \cdot C_2 \cdot C_4 = C_3 \quad (1.32)$$

### 1.7.3 Il modello di Finn in FLAC

A partire dalla relazione 1.32 Martin et al. (1975) proseguono calcolando le variazioni di pressione interstiziale tramite l'assunzione di alcuni moduli e con riferimento a specifiche condizioni al contorno che non sono però definite chiaramente.

In FLAC fortunatamente non c'è bisogno di fare questo visto che una volta che si tiene correttamente conto nel modello costitutivo delle variazioni di volume irreversibili il programma è in grado di determinare autonomamente gli altri effetti.

Nel linguaggio fish viene peraltro fornito direttamente un modello costitutivo (Finn.fis nell'Appendice L al manuale del codice di calcolo) che incorpora l'equazione 1.31 nel modello di Mohr-Coulomb e può se necessario essere modificato dall'utente.

Ad ogni modo il modello, nella versione in cui è implementato, viene indicato come in grado di cogliere il meccanismo alla base del fenomeno della liquefazione.

Dovrebbe essere chiaro che in aggiunta ai parametri usuali il modello necessita nella fase di input dei valori delle quattro costanti  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  e  $C_4$ .

Al riguardo Martin et al. (1975) descrivono come questi possano essere ricavati da una prova ciclica drenata. In alternativa si può pensare di modellare con FLAC una prova non drenata utilizzando per il modello dei valori delle costanti inizialmente di tentativo e di confrontare poi i risultati ottenuti con quelli di un corrispondente test di laboratorio. In questo modo le costanti possono essere sistemate al fine di ottenere la corrispondenza migliore.

Un altro aspetto chiave dell'implementazione del modello di Finn è la definizione di ciclo di deformazione con riferimento ad un problema piano.

In Martin et al. (1975) così come nella maggior parte dei lavori che si occupano dell'argomento il concetto di ciclo di deformazione è chiaro dato che ci si riferisce a misure di deformazione nel caso monodimensionale: in pratica viene seguita una logica valida in generale basata sull'individuazione di un cambiamento di segno nelle deformazioni.

Nelle analisi piane ci sono tuttavia almeno tre componenti non nulle nel tensore delle deformazioni.

Se si elimina la deformazione volumetrica si deve comunque operare in uno spazio delle deformazioni piano.

Nel caso più generale di eccitazione sismica (cioè quello in cui sono presenti sia la componente verticale del moto che quella orizzontale) il percorso di ciascun elemento in

questo spazio è molto complicato. La Figura 1.25 mostra ad esempio il luogo geometrico degli stati di deformazione per uno scuotimento di pochi secondi provocato da un terremoto tipico; sull'asse delle ascisse è rappresentata la differenza  $e_{11}-e_{22}$  mentre sull'asse delle ordinate compare il prodotto  $2*e_{12}$ .

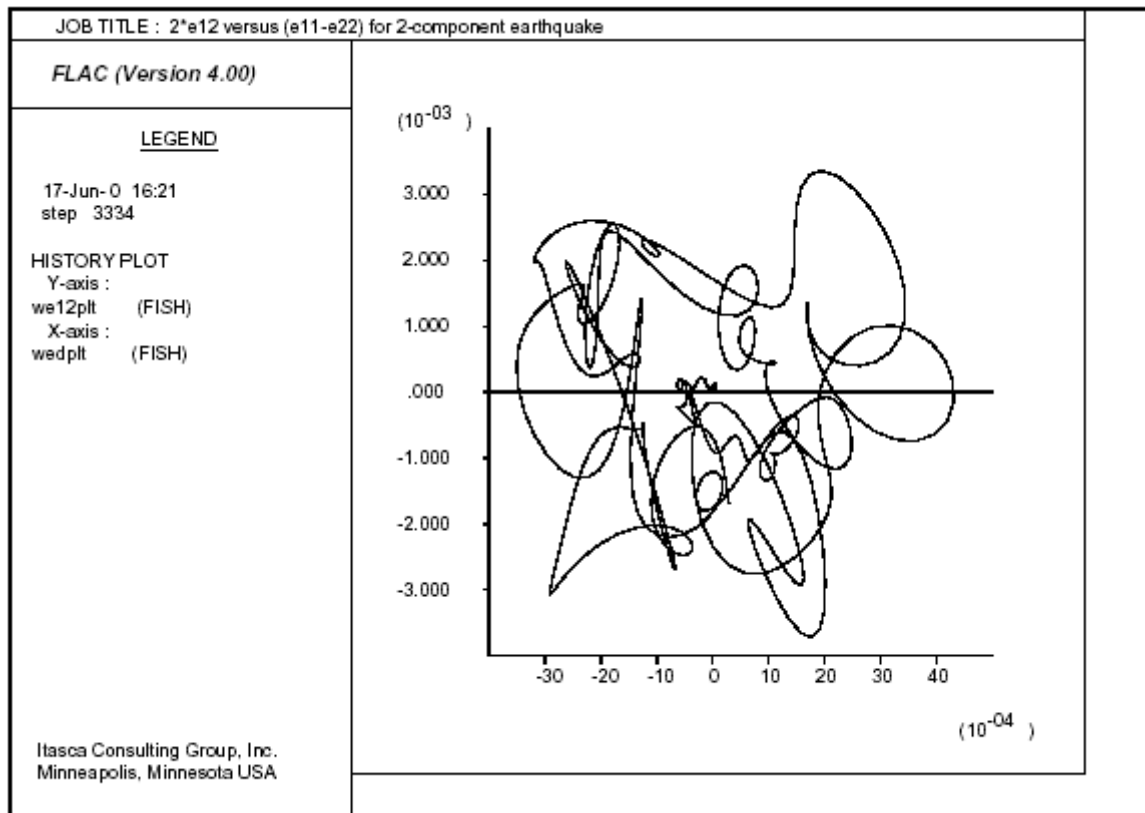


Fig. 1.25 Esempio di luogo geometrico descritto dagli stati di deformazione in analisi piane.

Che cosa si intende per ciclo di deformazione in una situazione di questo tipo?

Per rispondere a questo interrogativo in FLAC viene adottata una formulazione che degenera nella nozione convenzionale di ciclo di deformazione quando al limite l'ampiezza su uno degli assi tende ad annullarsi ovvero quando c'è un offset costante nelle deformazioni.

Si noti che non è sufficientemente accurata una semplice misura di ampiezza (e.g. la distanza dal punto centrale).

A partire dagli incrementi di deformazione FLAC, se si indicano con i simboli  $\epsilon_1$  ed  $\epsilon_2$  le due quantità di deformazione ortogonali le deformazioni vengono accomunate nel modo seguente:

$$\epsilon_1 := \epsilon_1 + \Delta e_{11} - \Delta e_{22} \quad (1.33)$$

$$\epsilon_2 := \epsilon_2 + 2\Delta e_{12} \quad (1.34)$$

Peraltro, ai fini dell'individuazione dei punti estremi nello spazio delle deformazioni è stato adottato il seguente schema. Se si indica il punto precedente con l'apice ( $^{\circ}$ ) e quello che ulteriormente lo precede con l'apice ( $^{\circ\circ}$ ) il versore precedente  $n_i^{\circ}$  nello spazio dello deformazioni si può ricavare con l'insieme di relazioni (1.35)

$$v_i = \epsilon_i^{\circ} - \epsilon_i^{\circ\circ}$$

$$z = \sqrt{v_i v_i}$$

$$n_i^{\circ} = \frac{v_i}{z}$$

dove l'indice  $i$  assume i valori 1 e 2 e la ripetizione indica la somma.

La “distanza” perpendicolare  $d$ , dal vecchio punto al nuovo è data dal prodotto scalare del nuovo vettore con il precedente versore  $n_i^{\circ}$ :

$$d = (\epsilon_i - \epsilon_i^{\circ}) n_i \quad (1.36)$$

Viene di fatto utilizzata la regola secondo cui  $d$  deve essere negativa (cosicché il nuovo segmento di deformazione corrisponde ad un cambiamento di segno paragonato con quello precedente). Viene poi monitorato il valore assoluto ed eseguito il seguente calcolo quando viene raggiunto il valore massimo  $d_{\max}$  avendo verificato che è trascorso un numero minmo di

timestep ( questo per evitare che la logica del cambiamento di segno sia innescata dal transitorio che segue immediatamente un'inversione).

Il valore di soglia del timestep è controllata dalla proprietà chiamata `ff_latency` che negli esempi riportati nel manuale di FLAC viene posta pari a 50:

$$\gamma = d_{\max} \quad (1.37)$$

$$\epsilon_i^{\circ\circ} = \epsilon_i^{\circ} \quad (1.38)$$

$$\epsilon_i^{\circ} = \epsilon_i \quad (1.39)$$

Si noti che nell'equazione 1.37 ci sarebbero due fattori 2 che sono stati semplificati: la deformazione di taglio è la metà dell'escursione  $d_{\max}$  ma  $\gamma$  è la deformazione ingegneristica che è la metà della deformazione FLAC.

Una volta ottenuta  $\gamma$  la stessa viene inserita nell'equazione 1.31 al fine di ottenere  $\Delta\epsilon_{vd}$ . Viene infine aggiornato  $\epsilon_{vd}$  al fine dell'impiego nella medesima equazione 1.31.

$$\epsilon_{vd} := \epsilon_{vd} + \Delta\epsilon_{vd} \quad (1.40)$$

Viene pure salvato il valore pari ad un terzo di  $\Delta\epsilon_{vd}$  e vengono modificati gli incrementi della deformazione di input pre il modello nel ciclo successivo (1.41):

$$\Delta e_{11} := \Delta e_{11} + \frac{\Delta\epsilon_{vd}}{3}$$

$$\Delta e_{22} := \Delta e_{22} + \frac{\Delta\epsilon_{vd}}{3}$$

$$\Delta e_{33} := \Delta e_{33} + \frac{\Delta\epsilon_{vd}}{3}$$

Si noti che gli incrementi della della deformazione in compressione sono negativi in FLAC mentre  $\Delta\epsilon_{vd}$  è positivo. Conseguentemente la tensione efficace principale diminuisce.

La logica descritta sopra è senza dubbio imperfetta ma sembra funzionare nei casi semplici. L'utente è ad ogni modo obbligato a verificare l'algoritmo prima di applicarlo ai casi reali.

In particolare, il numero dei cicli individuato dipende fortemente dall'ampiezza relativa fra il moto orizzontale e quello verticale. Pertanto il rapporto di crescita della pressione interstiziale sarà pure influenzato da questa.

Potrebbe essere valido considerare semplicemente la componente di deformazione  $\epsilon_{12}$  per tutto ciò che come una diga ad esempio ha una larghezza grande se paragonata con l'altezza.

Infine, per quanto riguarda i cambiamenti di volume durante percorsi di carico complicati è bisogno di dati sperimentali migliori in accordo ai quali aggiustare il modello.

Uno degli che è stato dimostrato essere molto importante è l'effetto di rotazione degli assi principali: una diminuzione di volume può avvenire anche se l'ampiezza della deformazione deviatorica (o dello sforzo) viene mantenuta costante. Queste rotazioni peraltro si verificano frequentemente durante il sisma.

Un altro effetto che non è incorporato nel modello di Finn è quello dell'aumento del modulo con la compattazione: è noto, infatti, che per effetto di cicli di carico ed in presenza di compattazione la sabbia diviene più rigida elasticamente. Dato che il modello è fornito nella forma del linguaggio fish l'utente può però ovviare a questa mancanza apportando autonomamente la modifica al modello.

## Capitolo 2

### ASPETTI NORMATIVI

#### 2.1 Premessa

---

E' noto che con la nascita dell'Europa nei paesi che ne fanno parte è divenuto possibile riferirsi, nella progettazione delle opere di sostegno così come in quella delle altre strutture, oltre che alla normativa nazionale, anche a quella comunitaria.

In questo capitolo esamineremo quindi tanto le prescrizioni della normativa Italiana quanto quelle dei cosiddetti Eurocodici, che pensati originariamente come norme volte ad armonizzare le normative nazionali esistenti appaiono oggi, invece, come un corpo di normativa innovativo, più dettagliato ed, in generale, più esigente delle stesse.

Ci occuperemo evidentemente solo di quanto riguarda le strutture di sostegno ed in particolare ci soffermeremo essenzialmente su quanto concerne la progettazione sismica di queste. Per di più faremo cioè riferimento per quanto riguarda la normativa Italiana alle seguenti leggi, decreti e circolari ministeriali:

- L. 2 febbraio 1974 n. 64: **Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;**
- D. M. LL.PP. 11 marzo 1988: **Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;**
- Circ. LL.PP. 24 settembre 1988 n. 30843: **L. 2-2-1974, n. 64, art. 1 – Istruzioni per l'applicazione del D.M. 11-3-1988;**
- D. M. LL.PP. 16 gennaio 1996 (G.U. 5-2-1996, n. 29 Suppl. Ord. N. 19): **Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche;**
- Circ. Min. LL.PP. 10 aprile 1997, n. 65/AA.GG.: **Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996;**

Per quanto riguarda la normativa europea ad:

- CEN, Eurocode 7: **Geotechnical Design: ENV 1997-1 General Rules (Ottobre 1994); ENV 1997-2 Geotechnical Design assisted by Laboratory Testing (Aprile 1999); ENV 1997-3 Geotechnical Design assisted by Field Testing (Settembre 1999);**
- CEN, Eurocode 8: **Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures: ENV 1998-1-1 Seismic Actions and General Requirements of Structures (Maggio 1994); ENV 1998-1-2 General Rules for Buildings (Maggio 1994); ENV 1998-1-3 Specific Rules for Various Materials and Elements (Novembre 1994); ENV 1998-2 Bridges (Dicembre 1994); ENV 1998-3 Towers, Masts & Chimneys (Novembre 1996); ENV 1998-4 Silos, Tanks & Pipelines (Gennaio 1998); ENV 1998-5 Foundations, Retaining Structures & Geotechnical Aspects (Ottobre 1994).**

A chiosa di questa premessa ed al fine di sgombrare il campo da ogni possibile equivoco ci sembra doveroso precisare che le prescrizioni delle due normative per la progettazione sismica delle strutture di sostegno si riferiscono pressoché totalmente ad opere rigide.

Come del resto anche nei codici dei paesi all'avanguardia dal punto di vista della cultura antisismica le indicazioni riguardanti le opere di sostegno flessibili sono carenti e di carattere meramente generale.



## 2.2 Normativa italiana

La Normativa Italiana (nel seguito N.I.) dedica all'ingegneria geotecnica sismica l'ultima e breve sezione del citato D.M. 16/1/1996, ovvero la sezione D intitolata "Opere di sostegno dei terreni" e l'omonima parte della circolare esplicativa del decreto.

Ad una attenta lettura emerge quanto segue:

- anzitutto si fanno chiari riferimenti esclusivamente ai muri di sostegno;
- viene sancito che nella progettazione e costruzione degli stessi le azioni sismiche da considerare agiscono soltanto in direzione orizzontale;
- è lasciata libertà al progettista di valutare le azioni sismiche eseguendo calcolazioni approfondite: questo aspetto è di fondamentale importanza perché offre spazio all'applicazione di modelli sofisticati essenziali quando si verificano particolari condizioni al contorno;
- si suggerisce che in mancanza di calcolazioni approfondite in merito all'influenza che le azioni sismiche esercitano sulle spinte dei terrapieni si possono adottare i criteri di calcolo propri del metodo pseudo-statico;
- in particolare si illustra il metodo di Arango che fornisce una spinta totale esattamente pari a quella che si otterrebbe col metodo di Mononobe e Okabe (nel seguito M&O) nell'ipotesi di  $k_v=0$  ma che ha il pregio di consentire il calcolo del coefficiente di spinta "sismico" dagli abachi e dalle tabelle disponibili per la determinazione del coefficiente di spinta attiva  $K_a$  ottenuti col metodo di Coulomb in condizioni statiche;
- si prescrive, in aggiunta all'incremento dinamico di spinta, di considerare gli effetti inerziali del muro sottoposto all'azione sismica introducendo una forza orizzontale  $F_i$  che si calcola come prodotto del peso proprio del muro  $W$  e del coefficiente di intensità sismica  $C$  (cfr. Figura 2.1):

$$F_i = C \cdot W \quad (2.1)$$

(l'importanza di tali effetti inerziali che sono trascurati nella teoria di M&O è stata dimostrata da Richard ed Elms, 79);

- l'introduzione delle azioni dovute al sisma (non le "verifiche" come impropriamente recita il testo del decreto) può essere omessa per i muri di altezza inferiore a 3 metri: non è chiaro lo spirito di questa indicazione che appare arbitraria, tanto più che nell'ottica pseudo-statica che

informa la sezione D in discussione, il livello di sicurezza non è strettamente dipendente dall'altezza;

- le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali devono essere effettuate adottando le forze definite nella norma se si opera con il metodo delle tensioni ammissibili oppure incrementandoli le stesse del 50 % nel caso di verifiche allo stato limite ultimo: tale maggiorazione appare eccessiva se riferita all'incertezza sui dati geotecnici che intervengono nella valutazione della spinta.

Non vengono dunque fornite indicazioni circa le verifiche geotecniche, per le quali tuttavia secondo le prescrizioni generali riportate al par. A.2 del decreto stesso si può fare riferimento alla sezione D del D.M. 1/03/88.

Rimangono inoltre forti incertezze riguardo l'applicazione del metodo pseudostatico alla paratie in primo luogo ma anche a situazioni particolari quali:

- terreni coesivi in condizioni non drenate, in cui la valutazione alla spinta, in termini di tensioni efficaci non può prescindere dalla stima della variazione delle pressioni interstiziali;
- presenza di sovraccarichi in corrispondenza della superficie superiore del cuneo di spinta.

Inceteezze che vengono peraltro alimentate ed accresciute dalla Circ. LL. PP. N. 65/AA.GG. del 10/04/1997 che dopo aver di fatto elencato le ipotesi alla base della teoria di M&O entra nel merito di questi ed altri problemi, in via però esclusivamente qualitativa.

Viene precisato quanto segue:

*“Quanto detto evidenzia che, qualora l'opera sia molto rigida ed incapace di produrre i desiderati movimenti attraverso traslazioni e rotazioni rigide (muri a gravità fondati roccia o pali, muri tirantati ecc.) si possono avere valori di spinta maggiori della spinta attiva. Il riferimento alla teoria di Coulomb evidenzia inoltre che, qualora l'opera di sostegno sia zavorrata dal terreno sovrastante l'opera di fondazione, detta zavorra deve essere pensata muoversi rigidamente in modo solidale al muro e dunque soggetta alle stesse forze di inerzia orizzontali cui è soggetto il muro. Eventuali carichi accidentali, invece, mentre andranno presi in conto quali azioni verticali, non andranno conteggiati in termini di forze di inerzia sismiche.*

*Si sottolinea inoltre che l'assunzione di un comportamento rigido dell'opera può essere non sufficientemente conservativo e dunque le assunzioni di cui al punto 2 possono dover essere riviste nel senso di aumentare l'entità delle azioni e di allontanare da terra il loro punto di applicazione.*

*Si segnala infine che, nelle prescrizioni normative, non è esplicitamente menzionato il contributo dovuto all'azione dinamica sull'acqua presente nel terreno retrostante il muro.*

*Qualora detto terreno sia saturo d'acqua la presenza del liquido dovrà essere presa in conto in termini di azioni dinamiche da esso prodotte, distinguendo i terreni permeabili da quelli non permeabili”.*

Notiamo, infine, che l'unica e senz'altro insufficiente indicazione della normativa sismica italiana inerente la risposta sismica locale è un coefficiente detto di fondazione ed indicato con il simbolo  $\varepsilon$  che viene introdotto a proposito del calcolo degli edifici con strutture intelaiate e che, come recita la norma, è di regola unitario salvo in presenza di stratigrafie caratterizzate da depositi alluvionali di spessore variabile da 5 a 20 metri soprastanti terreni coesivi o litoidi con caratteristiche meccaniche significativamente superiori per le quali bisogna incrementare  $\varepsilon$  ad 1.3.

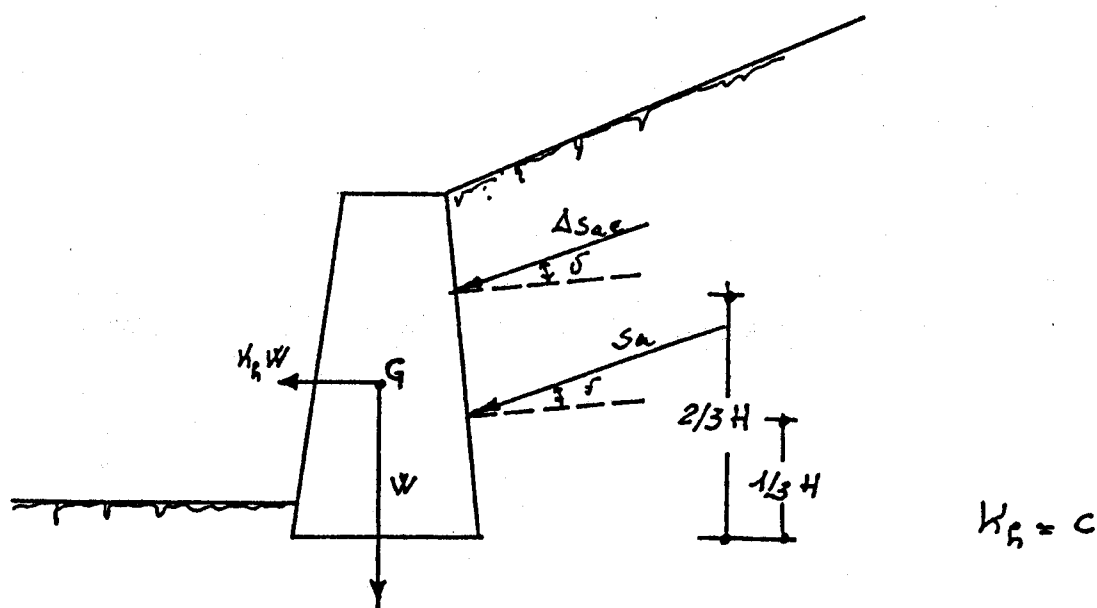


Fig. 2.1 Azioni da considerare nel calcolo sismico di un muro di sostegno secondo la N.I.

## 2.3 Le prescrizioni degli Eurocodici

---

### 2.3.1 Risposta sismica locale

E' noto ed è stato illustrato precedentemente (§ 1.6) che, anche prescindendo totalmente da quale sia l'area sismogenetica del sisma considerato, ai fini della determinazione dell'entità dell'azione sismica nel sito in esame risultano decisive le caratteristiche geologiche, geotecniche ed orografiche del sito stesso.

L'esigenza di definire l'azione sismica anche in relazione alle condizioni locali è dunque chiara ed è stata recepita dall'Eurocodice 8 (di seguito EC8) che si occupa specificatamente delle regole per il progetto e la costruzione di strutture in zona sismica; come detto, per i Paesi membri della Comunità Europea.

Le prescrizioni riguardanti gli effetti locali sono in particolare riportate nella prima e nell'ultima delle parti in cui è diviso il testo:

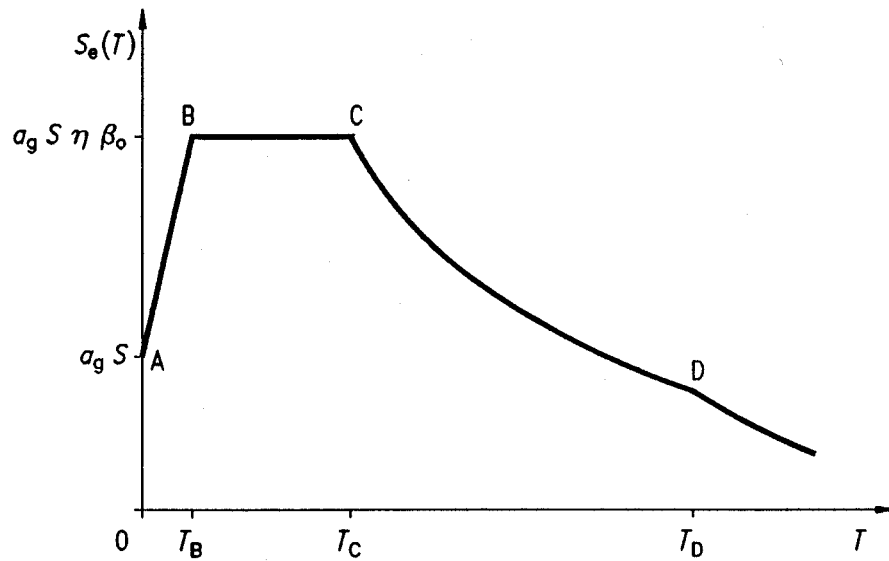
- **ENV 1998-1-1 Seismic Actions and General Requirements of Structures;**
- **ENV 1998-5 Foundations, Retaining Structures & Geotechnical Aspects.**

Secondo l'EC8, ferma restando la zonazione dei territori nazionali in funzione della pericolosità locale da effettuarsi in termini di accelerazione massima attesa alla superficie di un sito rigido di riferimento (design ground acceleration  $a_g$ ), è necessaria altresì una certa previsione della risposta sismica locale.

Viene in pratica proposto l'impiego di una forma spettrale di riferimento  $S_e(T)$  (cfr. Figura 2.2) i cui parametri vanno associati alle condizioni geotecniche locali.

Queste vengono espresse riconoscendo il terreno in una delle tre classi previste che sono identificate sulla base di una descrizione generale del terreno e di campi indicativi di valori della velocità delle onde di taglio:

- sottosuolo di classe A: roccia od altra formazione geologica caratterizzata da una velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  pari almeno a 800 m/s, includendo uno strato superficiale di più debole consistenza di 5 m di spessore al massimo;
- sottosuolo di classe B: depositi profondi di sabbie mediamente addensate, ghiaia e argille mediamente rigide con spessori che vanno dalle diverse decine di metri alle molte centinaia, caratterizzati da valori minimi della  $V_s$  che vanno da 200 m/s ad una profondità di 10 m, fino a 350 m/s a 50 m;



$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot \beta_0 - 1) \right]$$

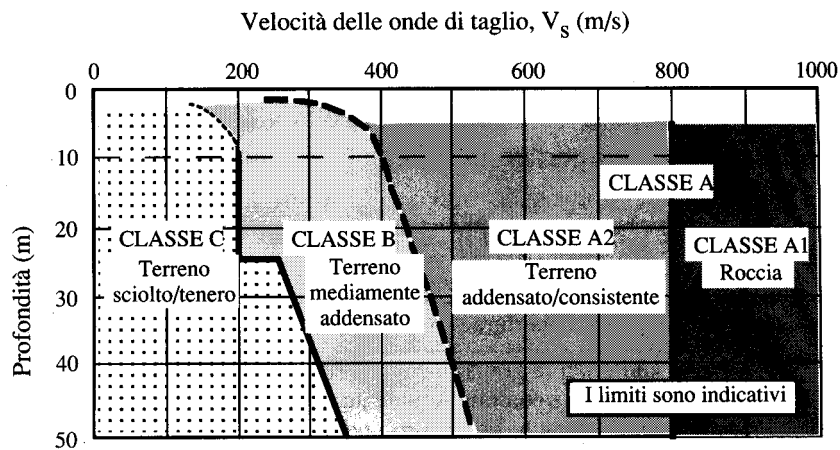
$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right]^{k_1}$$

$$T_D \leq T: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \beta_0 \cdot \left[ \frac{T_C}{T_D} \right]^{k_1} \cdot \left[ \frac{T_D}{T} \right]^{k_2}$$

Fig. 2.2 Forma spettrale di riferimento suggerita dall'EC8

- sottosuolo di classe C: depositi privi di coesione con o senza qualche strato coesivo, tenero caratterizzati da valori di  $V_s$  inferiori ai 200 m/s nei primi 20 m; depositi di terreni coesivi caratterizzati da rigidezze basse/medie e con valori di  $V_s$  inferiori ai 200 m/s nei primi 20 metri.

Fig. 2.3 Classificazione del sottosuolo in relazione ai profili di  $V_s$  secondo l'EC8

Tra i vari parametri che intervengono nel definire la forma spettrale di riferimento (cfr. per quanto riguarda i valori degli stessi la tabella 2.1; per il significato dei simboli contenuti così

Classe sottosuolo	$S$	$\beta_0$	$k_1$	$k_2$	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
A	1,0	2,5	1,0	2,0	0,10	0,40	3,0
B	1,0	2,5	1,0	2,0	0,15	0,60	3,0
C	0,9	2,5	1,0	2,0	0,20	0,80	3,0

\* Questi valori sono stati definiti in modo che le ordinate dello spettro di risposta elastico avessero una uniforme probabilità di essere maggiorati, ad ogni periodo, pari al 50% (rischio uniforme dello spettro).

Tab. 2.1 Valori dei parametri che definiscono lo spettro di risposta elastico dell'EC8

come per quelli della figura 2.2 si rimanda invece all'EC8) quelli che tengono conto delle condizioni locali sono:

- i valori dei periodi  $T_B$  e  $T_C$ , i quali definiscono i limiti del ripiano ad ordinata costante dell'accelerazione massima spettrale; in base ai valori assunti da  $T_B$  e  $T_C$  risulta evidente che al diminuire della rigidezza del terreno, si ha uno spostamento del plateau dello spettro di risposta verso periodi maggiori;
- il parametro  $S$  che governa il valore massimo della risposta spettrale; tale parametro assume lo stesso valore nei terreni di classe A e B ( $S=1$ ), mentre è leggermente inferiore nei terreni di classe C ( $S=0.9$ ), per tenere conto degli effetti di non linearità del comportamento del terreno. Anche nell'EC8, dunque, la definizione dell'azione sismica prescinde da un punto di vista quantitativo dell'eventualità che fenomeni di amplificazione locale legati alle caratteristiche geologiche ed orografiche del sito modifichino sensibilmente l'accelerazione massima in superficie.

In realtà, a rendere la norma meno insoddisfacente da questo punto di vista, contribuiscono alcune indicazioni di carattere qualitativo che si riferiscono a casi particolari e nel cui merito non ci sembra comunque valga la pena entrare.

Ci sembrano piuttosto di interesse alcune considerazioni conclusive.

Il grafico della figura 2.4 mostra chiaramente come al variare del tipo di terreno considerato cambia non solo l'entità dello spettro ma anche la sua forma sicché lo spettro relativo ad un tipo di terreno non può essere ricavato da quello relativo ad un altro tipo di terreno attraverso l'uso di un semplice fattore moltiplicativo. Non è dunque possibile prendere in conto l'influenza del terreno di fondazione attraverso l'utilizzazione di una costante, come ad

esempio il coefficiente di fondazione  $\varepsilon$  della N.I. cui accennavamo prima.

Per di più il grafico della figura 2.5 illustra altrettanto chiaramente come al variare del tipo di terreno considerato l'entità dell'azione sismica di progetto possa quasi raddoppiare.

In altre parole anche rinunciando all'impiego di una variabile, di entità funzione del periodo proprio  $T$ , occorrerebbe attribuire alla costante specifica del terreno considerato un intervallo di variazione molto più ampio di quello fissato nella N.I. per  $\varepsilon$  ( $1 \div 1.3$ ).

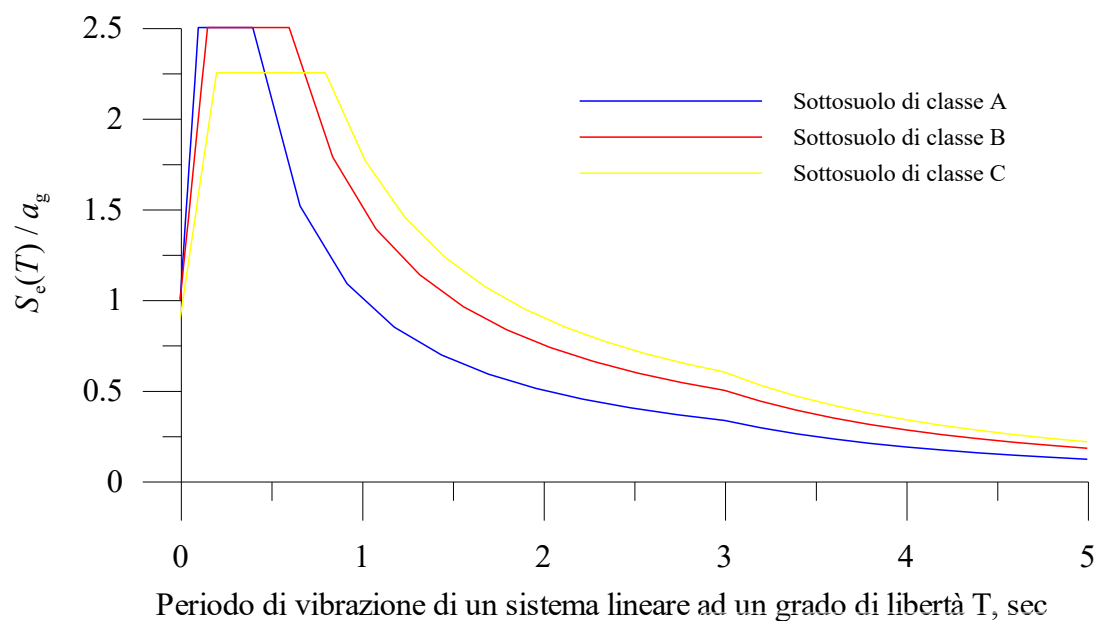


Fig. 2.4 Spettri elastici per terreni di classi A, B e C secondo EC8

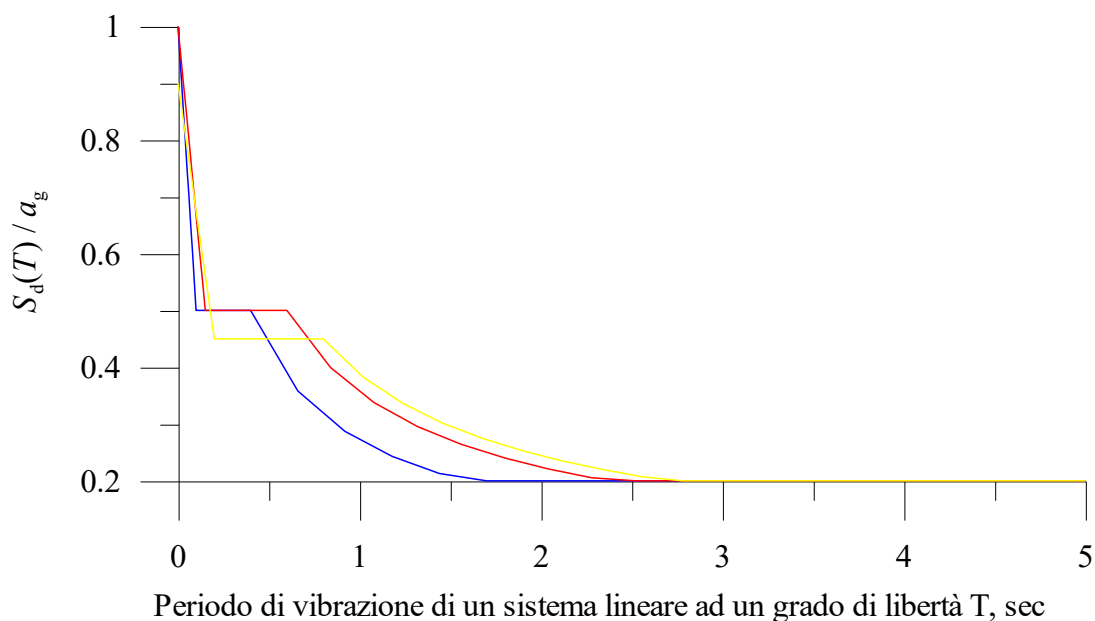


Fig. 2.5 Spettri di progetto secondo l'EC8 per un edificio intelaiato in c.a. (cioè per un valore del coefficiente di comportamento  $q$  pari a 5) rispettivamente su terreno di classe A, B e C

### 2.3.2 Opere di sostegno

La Normativa Europea dedica alle opere di sostegno due capitoli. Il primo, contenuto nell'Eurocodice 7, ovvero nel codice che riguarda i problemi di ingegneria geotecnica, fornisce le regole per la progettazione in campo statico. Gli aspetti sismici sono invece trattati nel secondo che è il capitolo 7 della Parte 5 dell'EC8 e che, proseguendo nell'impostazione data a questo capitolo della Tesi, è il solo che esamineremo in dettaglio.

Il capitolo 7 si articola nei seguenti paragrafi:

- 7.1 General requirements
- 7.2 Selection and general design consideration
- 7.3 Methods of analysis
- 7.4 Stability and strength verification

I primi due paragrafi contengono indicazioni di carattere generale; tra l'altro, viene ribadito un principio di validità ed importanza assoluta nell'ambito dell'EC8: le opere, nel caso specifico quelle di sostegno, devono essere progettate in modo tale da assicurare la loro funzione durante e dopo il sisma, senza che si verifichino danni strutturali; si possono invece accettare spostamenti permanenti che non ne compromettano i requisiti funzionali e/o quelli estetici. Ciò significa, ad esempio, che è rigorosamente impedito il verificarsi di fenomeni di liquefazione nel materiale di riporto o nel terreno naturale dietro le opere.

Di maggiore interesse, da un punto di vista pratico, le indicazioni presenti nel terzo e nel quarto paragrafo.

Per quanto attiene la progettazione antisismica (par. 7.3) delle opere di sostegno, l'EC8 sancisce che, in linea di principio qualunque metodo, basato sui principi della dinamica dei terreni e delle strutture e confortato dall'esperienza e da osservazioni sperimentali può essere ritenuto valido; suggerisce, tuttavia, di prendere debitamente in conto la non linearità del comportamento del terreno durante l'interazione dinamica con l'opera di sostegno, gli effetti inerziali dovuti alle masse che costituiscono il sistema opera di sostegno-terreno, gli effetti idrodinamici indotti dalla presenza dell'acqua nel terreno a tergo del muro ed eventualmente dell'acqua a contatto coi paramento esterno del muro nonché, infine, la compatibilità delle deformazioni del terreno, del muro e dei tiranti, se presenti.

Anche l'Eurocodice, come la normativa italiana, si occupa esclusivamente dei muri di sostegno ed allo stesso modo si limita ad indicare per la valutazione della spinta del terrapieno in condizioni sismiche, nei casi in cui sia possibile supporre che il cuneo di terreno a tergo del



muro sia in condizioni di equilibrio limite attivo il metodo di calcolo di M&O.

D'altra parte perché le condizioni attive siano mobilitate è necessario che il muro subisca uno spostamento di una certa entità che nel caso di muri flessibili viene sperimentato mediante una deformazione flessionale dell'elemento strutturale, nel caso di muri a gravità si verifica per traslazione o rotazione rigida (l'ordine di grandezza dello spostamento che l'opera di sostegno deve subire affinché si sviluppino le condizioni attive è peraltro fissata convenzionalmente dall'EC7 nel caso di terreni incoerenti in funzione dell'altezza  $H$  dell'opera e del tipo di cinematismo che caratterizza la condizione di rottura).

Nella norma europea è almeno ben chiaro che se le condizioni al contorno sono tali da rendere impossibile la mobilitazione di tali spostamenti e quindi delle condizioni limite attive è necessario procedere alla determinazione del valore della spinta (maggiore di quello della spinta attiva) corrispondente allo spostamento effettivamente scontato dal muro.

Si precisa, ad esempio, che nel caso di strutture particolarmente rigide (cioè qualora le condizioni di vincolo siano tali da impedire del tutto gli spostamenti dell'opera di sostegno, come avviene per le pareti dei piani interrati degli edifici (basement walls)) solidali agli altri elementi strutturali, per i muri a gravità fondati su terreno roccioso o su pali, od anche per le paratie ancorate (che non vengono però citate nel testo), il valore della spinta da considerare è quello caratteristico delle condizioni “a riposo”.

Nell'Appendice E, al punto E.9 si fornisce anche un'espressione specifica dell'incremento dinamico di spinta  $\Delta P_d$  nel caso di muro verticale e terrapieno orizzontale:

$$\Delta P_d = \alpha \gamma H^2 \quad (2.2)$$

dove:

$\alpha$  è il coefficiente di accelerazione al suolo di progetto;

$H$  è l'altezza del muro; la quota del punto di applicazione va assunta a metà altezza.

Ai fini dell'analisi pseudostatica l'EC8 prevede che l'azione sismica venga rappresentata mediante un insieme di forze, a differenza di quanto previsto nella nostra normativa sia orizzontali che verticali, la cui intensità è pari al prodotto dei pesi per un coefficiente sismico e dipende dall'entità dello spostamento permanente accettabile o effettivamente consentito dalla soluzione strutturale adottata. In dettaglio, le espressioni da impiegare in assenza di studi

specifici per il calcolo dei coefficienti sismici orizzontale e verticale sono le seguenti:

$$k_h = \alpha / r \qquad k_v = k_h / 2 \qquad (2.3)$$

dove:

$r$  è un fattore di riduzione dell'accelerazione di progetto al suolo ed assume i valori indicati nella Tabella 2.2.

<b>Tipo di struttura di contenimento</b>	<b>r</b>
Muri liberi a gravità con spostamento ammissibile $d_r \leq 300 \alpha$ (mm)	2
Muri liberi a gravità con spostamento ammissibile $d_r \leq 200 \alpha$ (mm)	1.5
Muri di calcestruzzo armato resistenti a flessione, muri tirantati o puntellati, muri in c.a. fondati su pali verticali, muri di cantinato con movimento impedito e spalle di ponti	1

Tab. 2.2 Valori del fattore  $r$

Concettualmente  $r$  è definito come rapporto tra l'accelerazione che determina il massimo spostamento permanente compatibile con i vincoli e l'accelerazione corrispondente alla condizione di equilibrio limite per spostamento incipiente; risulta pertanto maggiore per opere di sostegno in grado di sopportare spostamenti elevati.

L'azione sismica verticale va considerata con il segno che determina l'effetto più sfavorevole per l'equilibrio dei muri a gravità ma può essere trascurata per le altre tipologie di opere di sostegno.

L'incremento dinamico di spinta del terreno si può assumere applicato ad una quota pari ad  $H/2$  a meno che non si tenga conto dell'effettivo spostamento con il quale l'opera perviene alle condizioni di rottura; in particolare, nel caso in cui il muro è libero di ruotare intorno alla base il punto di applicazione si suppone posto a  $H/3$  dalla base.

Questa prescrizione in merito alla quota del punto di applicazione dell'incremento dinamico di spinta costituisce peraltro una delle differenze più significative tra l'approccio pseudostatico dell'EC8 e quello proposto nella N.I., secondo cui la distanza dalla base del muro a cui deve trovarsi la quota in questione è pari a  $2/3$  dell'altezza del muro stesso. Così come il trascurare da parte della norma europea gli effetti inerziali del muro sottoposto ad azione sismica.

Da segnalare, inoltre, che per tenere conto degli effetti sismici legati alla eventuale presenza dell'acqua l'EC8 distingue tra le condizioni dinamiche impermeabili in cui, durante l'azione

sismica, il drenaggio è trascurabile e le condizioni dinamiche permeabili in cui l'acqua interstiziale è libera di muoversi rispetto alle particelle solide. Nel primo caso il terreno ed il fluido si comportano come un mezzo monofase e non nasce una specifica azione dinamica dovuta alla presenza dell'acqua. Nel secondo, invece, l'acqua libera di muoversi durante l'eccitazione sismica produce anche una pressione di natura dinamica con risultante  $E_{wd}$  che l'EC8 propone di valutare con l'espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2 \quad (2.4)$$

dove

$H'$  è l'altezza del livello di falda misurato dalla base del muro<sup>1</sup>.

Infine, nel paragrafo 7.4 vengono illustrate le verifiche di stabilità e di resistenza. In particolare nel paragrafo 7.4.1 si prescrivono le verifiche di stabilità del terreno di fondazione (stabilità globale e carico limite della fondazione); frequenti richiami vengono fatti alle indicazioni fornite nelle parti precedenti dell'EC8 e nell'EC7. Nel paragrafo 7.4.2 vengono illustrate le verifiche dei sistemi di ancoraggio.

Nell'ultimo paragrafo si affronta la questione delle verifiche strutturali. Viene richiesto di dimostrare che la combinazione dell'azione sismica con altri possibili carichi garantisce l'equilibrio, senza che venga superata la resistenza di progetto del muro e degli elementi strutturali di supporto presenti (tiranti, puntoni etc.).

Tutti gli elementi strutturali devono essere verificati in modo da soddisfare la condizione

$$R_d \geq S_d \quad (2.5)$$

dove:

$R_d$  è la resistenza di progetto dell'elemento, valutata in condizione non sismica;

$S_d$  è la sollecitazione di progetto dell'elemento, ottenuta mediante l'analisi descritta.

---

<sup>1</sup> Si può assumere altresì che la quota del punto di applicazione di  $E_{wd}$  sia situata ad una profondità pari al 60 % dell'altezza dello strato saturo, calcolata a partire dal tetto di tale strato.

## Capitolo 3

# MODELLAZIONE NUMERICA IN CAMPO DINAMICO

### 3.1 Analisi con il modulo dinamico di FLAC

---

#### 3.1.1 Introduzione

In questo capitolo della Tesi vengono presentati i risultati di uno studio effettuato con modelli semplici riguardante aspetti specialistici delle analisi eseguibili con il modulo dinamico del codice FLAC.

In particolare vengono descritti numerosi controlli condotti per la valutazione di aspetti che andavano sicuramente chiariti nell'ottica del lavoro intrapreso.

Dal nostro punto di vista ci è sembrato preminente, prima di concentrarci sullo studio del comportamento dinamico delle paratie a sbalzo, ricercare i perché della forte dipendenza dal contenuto in frequenza dell'input della risposta ottenuta con i primi modelli di paratie implementati. Sorprendeva che essa fosse del tutto paragonabile se non addirittura maggiore di quella dal valore dell'accelerazione di picco al suolo.

La ricerca è stata dunque impostata con riferimento a questo aspetto del problema dinamico; contemporaneamente abbiamo però verificato una serie di particolari di importanza comunque rilevante.

In dettaglio, abbiamo scelto un modello che non presentava l'incertezza dell'interazione tra le due paratie affacciate.

Abbiamo preferito rimuovere pure l'incertezza legata alla presenza dello scavo ovvero di una zona del modello priva di elementi.

E' stato così fatto riferimento a differenti modelli di una inclusione in calcestruzzo armato in un terreno omogeneo incoerente ed asciutto del tipo di quello nella Figura 3.1.

Il modello in figura è in particolare quello dell'inclusione di sviluppo pari ad 8 metri senza elementi fuori terra cioè quello con il quale è stato eseguito il maggior numero di prove e che

è stato in particolare impiegato sia con il modello elastico per il comportamento meccanico del terreno sia con quello di Mohr-Coulomb.

Sono inoltre state fatte delle prove per valutare l'influenza sulla risposta sia degli elementi beam sia delle interfacce tra questi ed il resto della mesh con i quali erano state modellate rispettivamente le inclusioni ed il contatto tra queste ed il terreno.

Modelli di inclusioni differenti sono stati adottati per operazioni di confronto con i risultati ottenuti per le paratie e per definire il numero di treni d'onda con cui comporre l'input sismico ferma restando, per i motivi chiariti di seguito, l'intenzione di avvalersi di segnali artificiali costruiti come sequenze di onde del tipo di quella rappresentata nella Figure 3.5 e 3.10.

### 3.1.2 Input dinamico e condizioni al contorno

Nelle analisi numeriche con FLAC, le sollecitazioni dinamiche possono essere applicate sia ai bordi della mesh sia ai suoi nodi interni. Ai fini di modellare correttamente i fenomeni di smorzamento per radiazione bisogna però cercare di minimizzare la riflessione delle onde sui contorni della mesh imponendo su questi condizioni di campo libero (*free field boundaries*), viscose (*quiet boundaries*) o di smorzamento radiante tridimensionale (*radiation-damping*).

I contorni *free-field* consistono in particolare in colonne monodimensionali di larghezza unitaria, situate ai lati del modello, che simulano il comportamento di un mezzo infinitamente esteso. In pratica, riproducono il moto libero del terreno in assenza della struttura ed allo stesso tempo impediscono la riflessione delle onde che si propagano verso l'esterno.

L'altezza della colonne e la loro discretizzazione in  $n$  elementi corrispondono alla dimensione ed al numero di zone dei contorni laterali della mesh. Infatti, tramite il comando "APPLY ff", i singoli nodi dei contorni laterali della griglia principale vengono accoppiati alla griglia free-field attraverso smorzatori viscosi che materialmente assorbono l'energia delle onde incidenti.

I contorni quiet sono invece costituiti, secondo la schematizzazione di Lysmer e Kuhlemeyer (1969), da smorzatori viscosi attaccati alla griglia ed agenti in direzione normale e tangenziale al contorno stesso.

Tornando all'input dinamico, questo può essere applicato in una delle seguenti forme:

- un accelerogramma;
- una storia temporale di velocità;
- una storia temporale di tensioni;
- una storia temporale di forze.

Nell'applicare la sollecitazione dinamica, bisogna però tenere conto di alcune limitazioni che derivano da particolari incompatibilità tra forme di applicazione dell'input e condizioni al contorno. Se, ad esempio, queste sono rappresentate da quiet boundaries (come avviene solitamente per il bordo inferiore della mesh) sono possibili, nel caso ovviamente di "sorgente dinamica" assunta coincidente con il bordo od i bordi in questione, solo gli input in forma di storie temporali di tensione.

Lo schema da tenere presente è in ogni caso quello della Figura 3.2; risultano altresì di grande utilità le seguenti formule di conversione da onda di velocità ad onda di tensioni riportate nella sezione "Analisi dinamica" del manuale di FLAC e valide per un problema bidimensionale piano:

$$\sigma_n = 2(\rho V_p) v_n \quad \sigma_s = 2(\rho V_s) v_s \quad (3.1)$$

dove:

- $\rho$  è la densità;
- $\sigma_n$  la tensione normale applicata;
- $\sigma_s$  la tensione tangenziale applicata;
- $V_p$  la velocità delle onde p (compressione) nel mezzo;
- $V_s$  la velocità delle onde s (di taglio) nel mezzo;
- $v_n$  la velocità di input normale alla particella;
- $v_s$  la velocità di input di taglio.

Per il calcolo di  $V_p$  si può utilizzare la relazione 3.2

$$V_p = \sqrt{\frac{K + \frac{4}{3}G}{\rho}} \quad (3.2)$$

mentre l'espressione da impiegare per valutare  $V_s$  è quella richiamata in precedenza:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3.3)$$

Occorre, infine, considerare che utilizzando come input sismico un accelerogramma ottenuto da registrazioni in sito, le velocità e/o gli spostamenti alla base (o negli altri punti di applicazione della sollecitazione dinamica) potrebbero non tornare a zero al termine della sollecitazione dinamica stessa. Se così è, si deve eseguire un processo detto di “*baseline correction*”, che consiste nel determinare un'onda a bassa frequenza (con andamento di tipo periodico, oppure descritto da una funzione polinomiale) che sommata all'originario input dinamico dà luogo a spostamenti finali nulli. Questa tecnica è illustrata nella Figura 3.3.

### 3.1.3 Smorzamento meccanico

I sistemi naturali possiedono la caratteristica di smorzare le vibrazioni interne, altrimenti sottoposti ad un carico dinamico oscillerebbero indefinitamente attorno alla posizione d'equilibrio. Il fenomeno è dovuto in parte alla perdita d'energia per attriti interni al materiale, in parte agli scorrimenti lungo le interfacce se queste sono presenti.

Ai fini delle analisi dinamiche è pertanto necessario riuscire a modellare al meglio lo smorzamento dei sistemi naturali sottoposti a carichi dinamici.

Del resto bisogna osservare che se da una parte nei terreni e nelle rocce lo smorzamento naturale è soprattutto isteretico, cioè indipendente dalla frequenza, è dall'altra difficile riprodurre numericamente questo tipo di smorzamento, essenzialmente per due ragioni.

In primo luogo molte delle funzioni isteretiche semplici non smorzano allo stesso modo tutte le componenti quando si sovrappongono diverse forme d'onda. Inoltre tali funzioni dipendono dal percorso di carico rendendo i risultati di difficile interpretazione.

Ciò che normalmente si fa, a meno di non optare per un modello costitutivo che contenga un'adeguata rappresentazione dei cicli di isteresi del materiale reale, è ricorrere ad algoritmi che attivano uno smorzamento aggiuntivo rispetto a quello implicito nel modello utilizzato.

Lo smorzamento di Rayleigh è quello comunemente implementato nei programmi che operano nel dominio del tempo proprio perché, almeno entro intervalli ristretti, è approssimativamente indipendente dalla frequenza.

Lo stesso è tra quelli presenti in FLAC, è quello che abbiamo utilizzato e che quindi descriviamo in dettaglio di seguito.

La matrice di smorzamento  $[C]$  utilizzata ha componenti proporzionali alle matrici di massa  $[M]$  e rigidezza  $[K]$  del sistema:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (3.4)$$

con  $\alpha$  e  $\beta$  costanti di proporzionalità dello smorzamento rispetto alla massa ed alla rigidezza.

In base a questa assunzione, per un sistema a più gradi di libertà, la frazione di smorzamento critico  $\xi_i$  corrispondente alla generica pulsazione  $\omega_i$ , vale:

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left( \frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \quad (3.5)$$



Nella Figura 3.4 è riportato l'andamento con la pulsazione della frazione di smorzamento critico normalizzata, per il caso di  $\alpha/\beta = (10 \text{ rad/s})^2$ : le tre curve date rappresentano le componenti dovute alla massa ( $\beta=0$ ) ed alla rigidezza ( $\alpha=0$ ) assunte singolarmente nonché la loro somma. Le stesse mostrano come sia dominante alle frequenze angolari più basse la componente dello smorzamento associata alla massa, alle frequenze più elevate quella proporzionale alla rigidezza.

La curva che riproduce lo smorzamento totale presenta un minimo alla frequenza  $f_{min}$  (indicata come centrale):

$$f_{min} = \frac{(\alpha / \beta)^{(1/2)}}{2\pi} \quad (3.6)$$

in corrispondenza del quale assume il valore:

$$\xi_{min} = (\alpha\beta)^{(1/2)} \quad (3.7)$$

ed i contributi delle citate componenti sono identici.

Nello specifico, ed è questo senz'altro l'aspetto di maggiore interesse dal punto di vista pratico, è anche evidente che la frazione di smorzamento si mantiene all'incirca costante in un intervallo limitato da frequenze in rapporto 3:1 (e.g. da 5 a 15 rad/s).

L'osservazione ha infatti valenza generale ed è quella legata al diffuso impiego dello smorzamento di Rayleigh: poiché nei terreni e nelle rocce, come detto, lo smorzamento è indipendente dalla frequenza, operativamente si finisce per scegliere lo smorzamento di Rayleigh ritenendo validi i risultati che si ottengono fissando il parametro  $f_{min}$  in modo da "centrare" l'intervallo delle frequenze predominanti nel problema in esame.

In molti problemi<sup>1</sup> tali frequenze sono del resto in relazione con il modo fondamentale di oscillazione del sistema la cui frequenza  $f_1$  è in generale pari al rapporto:

$$f_1 = \frac{C}{\lambda} \quad (3.8)$$

---

<sup>1</sup> Tra essi le analisi di strutture superficiali, come ad esempio le dighe, e le analisi dinamiche di scavi in sotterraneo.

dove:

$C$  è la velocità di propagazione delle onde associate con il modo fondamentale ( $V_p$  o  $V_s$ );

$\lambda$  la maggiore lunghezza d'onda associata ai modi naturali di vibrazione.

Per quanto riguarda, nello specifico, i sistemi studiati, essendo  $\lambda$  influenzata in modo complesso dalle condizioni al contorno, abbiamo provveduto a stimare  $f$  con la relazione 1.29 (cfr. Tabella 3.1), che non tiene però conto della presenza della strutture.

	<u><math>f_1 = V_s/4H</math>, Hz</u>
<b>Terreno A</b>	1,3
<b>Terreno B</b>	1,8
<b>Terreno C</b>	2,35

Tab. 3.1 Valori approssimati della frequenza fondamentale dei sistemi studiati<sup>2</sup>

#### 3.1.4 Trasmissione delle onde

L'accuratezza numerica della trasmissione delle onde è condizionata sia dal contenuto in frequenza dell'onda di input che dalle caratteristiche del sistema.

E' stato in particolare dimostrato che, per un'accurata rappresentazione, la dimensione minore degli elementi della mesh  $\Delta l$  deve essere almeno pari ad un valore compreso tra un decimo ed un ottavo della lunghezza d'onda associata alla componente in frequenza più alta dell'input:

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10} \quad (3.9)$$

dove, più esattamente,  $\lambda$  è la lunghezza d'onda corrispondente alla frequenza più alta fra quelle dell'input con un significativo contenuto d'energia.

<sup>2</sup> Le caratteristiche dei terreni indicati nella Tabella sono descritte in dettaglio nel § 4.1; per il momento basti sapere che si tratta di terreni omogenei granulari con grado di addensamento crescente dal Terreno indicato con la lettera A al Terreno indicato con la lettera C.

Nel caso in cui tale limitazione non sia soddisfatta, è necessario ricorrere a procedure di filtro dell'input, rimuovendo quelle componenti alte delle frequenze (per esempio tramite la tecnica della trasformata di Fourier, FFT) che contribuiscono solo in minima parte all'energia dell'onda.

Nel nostro caso, avendo utilizzato nella costruzione della griglia elementi quadrati di lato pari a 50 cm, ci siamo posti nelle condizioni di dover tagliare le frequenze dell'input superiori a 31, 43.5 e 56 Hz per quanto riguarda rispettivamente i terreni A, B e C.

Cioè, essendo questi valori piuttosto elevati, di poter in pratica fare a meno delle procedure di filtro.

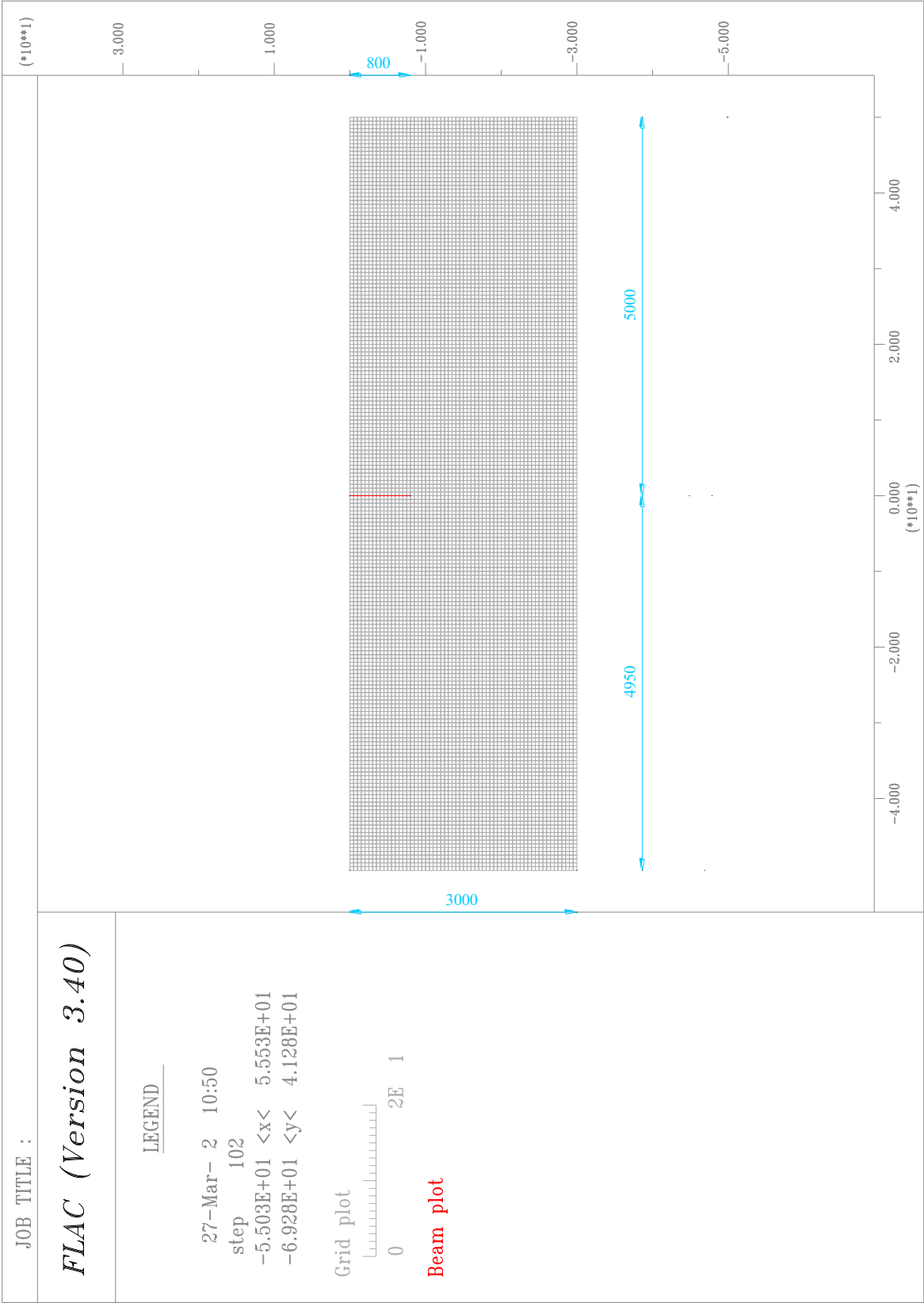
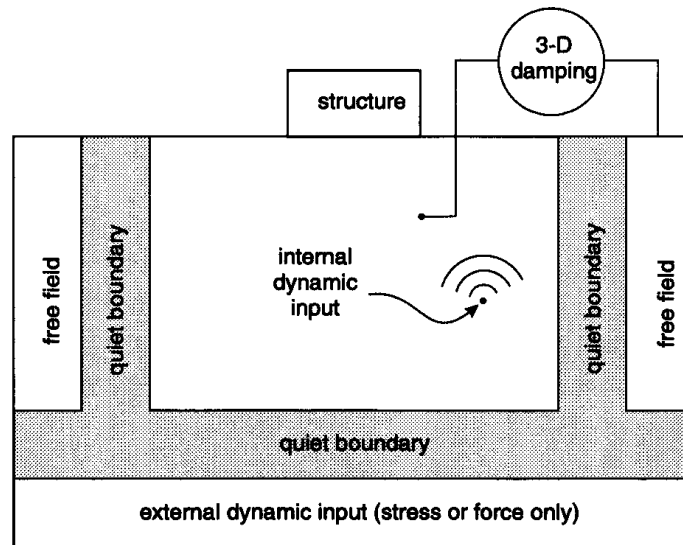
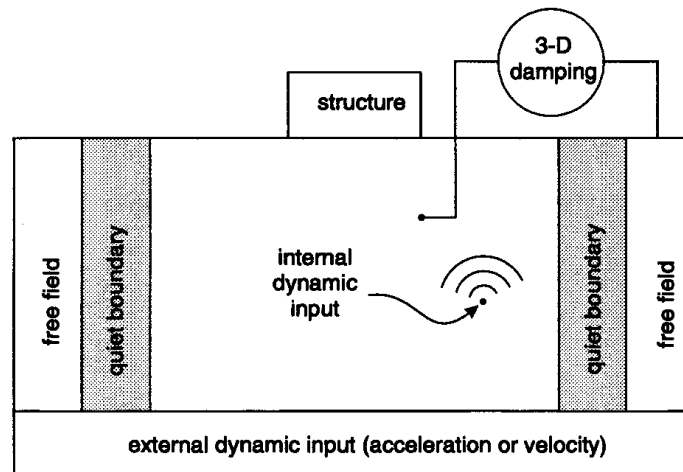


Fig. 3.1 Esempio dei modelli d’inclusione implementati in FLAC



(a) Flexible base



(a) Rigid base

Fig. 3.2 Tipi di sollecitazioni dinamiche con le condizioni al contorno disponibili in FLAC

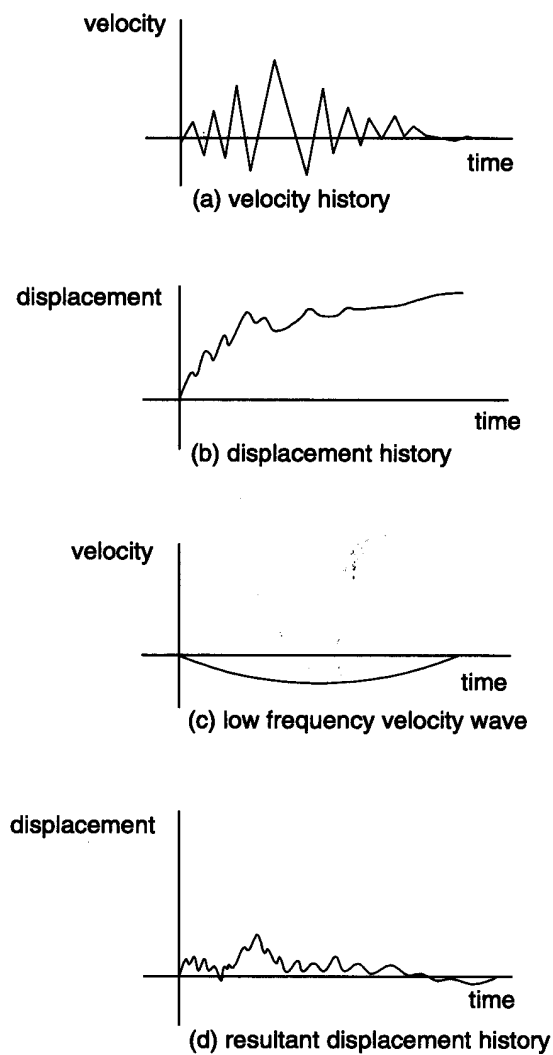


Fig. 3.3 Procedura di correzione di linea base

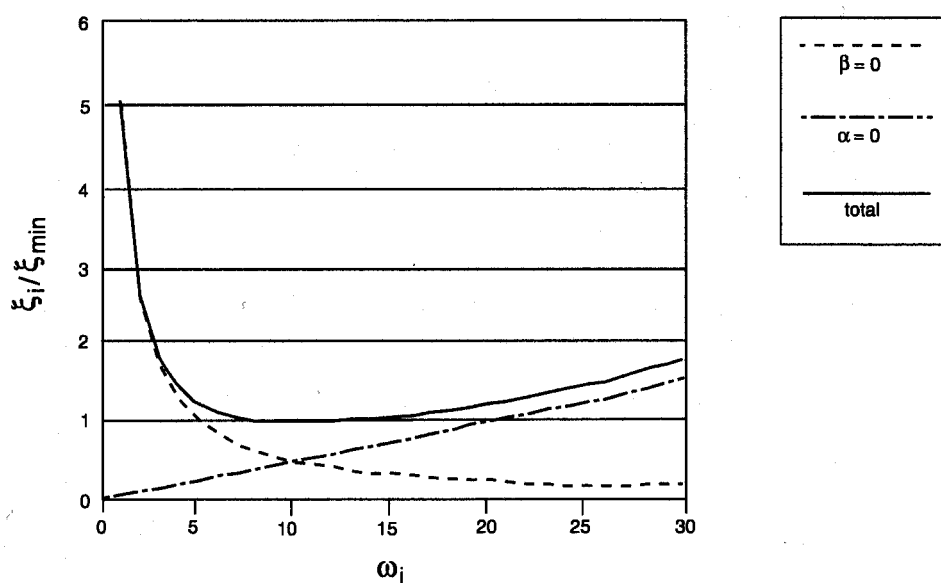


Fig. 3.4 Andamento dello smorzamento critico normalizzato con la pulsazione

### 3.2 Caratteristiche dell'input sismico (scelto)

Stante la schematizzazione del fenomeno sismico descritta nel paragrafo 1.4, le analisi dinamiche sono state inizialmente condotte utilizzando tanto onde artificiali “semplici” quanto accelerogrammi complessi e con riferimento ai tre livelli di accelerazione massima attesa al suolo previsti dalla zonazione sismica del territorio italiano su cui era basato il D.M. 16/01/1996:  $a_g=0.1*g$ ,  $a_g=0.2*g$  ed  $a_g=0.3*g$ .

Per la costruzione delle onde artificiali “semplici” è stato seguito un percorso logico–sperimentale che ha condotto ad uno strumento (nelle Figure 3.5, 3.6 e 3.10) con il quale gestire in maniera agevole le operazioni di cambiamento del valore di progetto dell’accelerazione di picco al suolo e soprattutto il contenuto in frequenza della forzante.

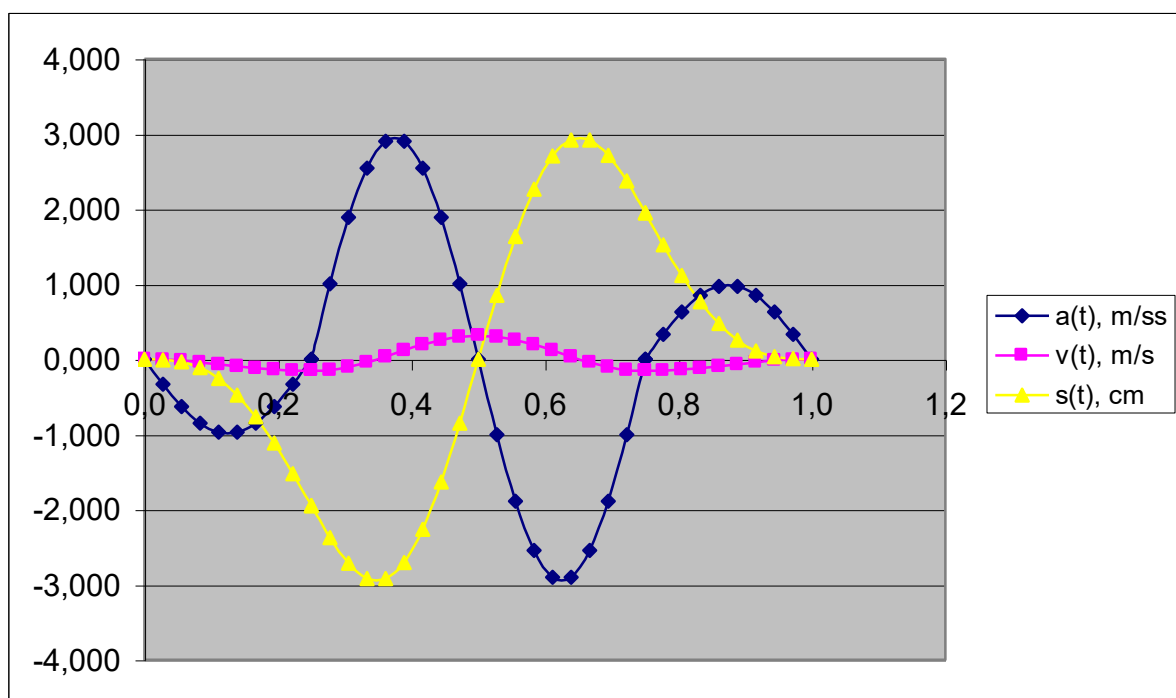


Fig. 3.5 Onda artificiale “semplice” utilizzata nelle analisi dinamiche

Per quanto riguarda invece la scelta degli accelerogrammi (cfr. § 3.2.2) si è puntato sull’eterogeneità in termini sia della natura sia dei contenuti in energia e frequenza che infine della durata degli stessi. Ovviamente lo spettro elastico dell’EC8 ha costituito un punto di riferimento centrale nella selezione operata.

La decisione di condurre le analisi dinamiche anche con gli accelerogrammi è peraltro intervenuta dopo l'esame dei risultati ottenuti con le onde artificiali "semplici", dai quali emergeva una chiara dipendenza della risposta dalla frequenza dell'input sismico.

Alla luce del confronto dei risultati ottenuti con i due tipi di input sismico, l'impiego di una serie di onde artificiali semplici di frequenza variabile (evidentemente nei casi in cui non si possa o non convenga fare riferimento ad uno o più accelerogrammi di progetto) nelle analisi dinamiche di opere di sostegno flessibili è apparso preferibile in termini di qualità e gestione dei risultati. Considerando che il comportamento diviene particolarmente critico alle basse frequenze è possibile infatti ottenere con questa procedura dei significativi diagrammi di inviluppo di tutte le grandezze di interesse con analisi di numero ridotto e non molto onerose in termini di tempi di calcolo.

### 3.2.1 Onde artificiali "semplici"

Uno studio con onde artificiali "semplici" (nel seguito o.a.s.), ovvero uno studio in cui si assumono per l'input sismico leggi di variazione col tempo descritte da funzioni algebriche e/o trigonometriche elementari offre la possibilità di gestire al meglio le operazioni di controllo e confronto dei risultati. Peraltro uno strumento ben congeniato riduce al minimo i tempi per la modifica dei vari parametri delle analisi.

Per questi motivi, dunque, la scelta iniziale di impiegare o.a.s. che non ha mancato tuttavia di porre problemi ed interrogativi anche di un certo rilievo.

L'onda artificiale da cui si è partiti, come del resto da prassi in questi casi, è un'onda con legge di variazione  $a(t)$  dell'accelerazione col tempo sinusoidale:

$$a(t) = A \cdot \sin(\omega t) = A \cdot \sin(2 \pi f t) = A \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{T} t\right) \quad (3.10)$$

I simboli  $A$ ,  $\omega$ ,  $f$  e  $T$ , secondo una notazione classica, indicano rispettivamente l'ampiezza, la frequenza circolare, la frequenza ed il periodo della sinusoide.

Con l'impiego di questa onda il modello manifesta, al termine dell'eccitazione, spostamenti o velocità residui (cfr. Figure 3.7 e 3.8) a seconda rispettivamente che si ponga uguale al



rapporto  $A/\omega$  o si annulli la costante di integrazione  $c_1$  che si ottiene nel passaggio dalla legge di variazione dell'accelerazione a quella della velocità  $v(t)$ :

$$v(t) = -\frac{A}{\omega} \cdot \cos(\omega t) + c_1 \quad (3.11)$$

$$c_1 = \frac{A}{\omega} \Rightarrow v(t) = \frac{A}{\omega} \cdot [1 - \cos(\omega t)] \quad (3.12)$$

$$c_1 = 0 \Rightarrow v(t) = -\frac{A}{\omega} \cdot \cos(\omega t) \quad (3.13)$$

$$s(t) = -\frac{A}{\omega^2} \cdot \sin(\omega t) + c_1 t + c_2 \quad (3.14)$$

$$c_2 = s(t=0) = s(0) = 0 \quad (3.15)$$

In effetti, in presenza di smorzamento interno, l'avere una velocità residua non rappresenta un limite particolare ai fini dell'utilizzo dell'onda; la rinuncia ad essa è maturata solo dopo aver osservato una fase transitoria, determinata dal raggiungimento istantaneo del valore di picco della velocità, caratterizzata da accelerazioni superiori a quella di progetto massima.

Il secondo passo (cfr. Fig. 3.9) è stato quello di far seguire il primo treno d'onda da un secondo di ampiezza opposta, ovvero è stata implementata la seguente legge di variazione  $v(t)$  per l'onda di velocità:

$$v(t) = \begin{cases} \frac{A}{\omega} \cdot [1 - \cos(\omega t)] & 0 \leq t \leq T \\ -\frac{A}{\omega} \cdot \{1 - \cos[\omega(t - T)]\} & T \leq t \leq 2T \end{cases} \quad (3.16)$$

Per la quale risulta:

$$a(t) = \begin{cases} A \cdot \sin(\omega t) & 0 \leq t \leq T \\ -A \cdot \sin[\omega(t - T)] & T \leq t \leq 2T \end{cases} \quad (3.17)$$

$$s(t) = \begin{cases} -\frac{A}{\omega} \cdot \left[ \frac{\sin(\omega t)}{\omega} - t \right] & 0 \leq t \leq T \\ \frac{2\pi A}{\omega^2} + \frac{A}{\omega} \cdot \left[ \frac{\sin \omega(t - T)}{\omega} - (t - T) \right] & T \leq t \leq 2T \end{cases} \quad (3.18)$$

Evidentemente, come era nella intenzioni, si ha anche:

$$v(0) = v(2T) = 0 \quad (3.19)$$

$$s(2T) = 0 \quad (3.20)$$

Quest'onda, pur presentando caratteristiche decisamente migliori delle precedenti, è tuttavia ancora imperfetta.

E' vero che il raggiungimento graduale del valore di picco della velocità elimina i problemi evidenziati sopra, subentra però il difetto di spostamenti impressi tutti nello stesso verso.

Difetto non da poco tra l'altro perché per mettersi in condizioni di sicurezza si sarebbe di fatto costretti a considerare entrambi i casi associati al verso degli spostamenti.

Crediamo che anche così facendo rimarrebbero in ogni caso dei dubbi sulla bontà dei risultati ottenuti ed è stato per questo fatto nella procedura di costruzione di o.a.s. un terzo ed ultimo passo.

La soluzione che abbiamo percorso viene descritta di seguito ed è stata originata a partire da quella ovvia ma terribilmente artificiosa di far seguire l'ultima onda descritta da quella ad essa opposta.

In termini analitici, se indichiamo con  $\omega_1$  ed  $\omega_2$  le frequenze angolari contenute dall'onda la stessa può essere scritta come segue:

$$a(t) = \begin{cases} A_1 \cdot \sin(\omega_1 t) & 0 \leq t \leq \frac{T_1}{2} \\ A_2 \cdot \sin\left[\omega_2 \left(t - \frac{T_1}{2}\right)\right] & \frac{T_1}{2} \leq t \leq \frac{T_1}{2} + T_2 \\ -A_1 \cdot \sin\left\{\omega_1 \left[t - \left(\frac{T_1}{2} + T_2\right)\right]\right\} & \frac{T_1}{2} + T_2 \leq t \leq T_1 + T_2 \end{cases} \quad (3.21)$$

Ovviamente  $A_1$  ed  $A_2$  hanno segno opposto mentre i loro valori come quelli di  $T_1$  e  $T_2$  sono stati determinati in modo che l'onda soddisfacesse a tutti i requisiti di cui abbiamo spiegato l'esigenza finora.

Ecco, assieme alle due fasi di integrazione, il dettaglio della serie di condizioni imposte.

Dalle 3.21 si ricava immediatamente:

$$v(t) = \begin{cases} -\frac{A_1}{\omega_1} \cdot \cos(\omega_1 t) + c_1 & 0 \leq t \leq \frac{T_1}{2} \\ -\frac{A_2}{\omega_2} \cdot \cos\left[\omega_2 \left(t - \frac{T_1}{2}\right)\right] + c_2 & \frac{T_1}{2} \leq t \leq \frac{T_1}{2} + T_2 \\ \frac{A_1}{\omega_1} \cdot \cos\left\{\omega_1 \left[t - \left(\frac{T_1}{2} + T_2\right)\right]\right\} + c_3 & \frac{T_1}{2} + T_2 \leq t \leq T_1 + T_2 \end{cases} \quad (3.22)$$

cioè:

$$v(t) = \begin{cases} \frac{A_1}{\omega_1} \cdot [1 - \cos(\omega_1 t)] & 0 \leq t \leq \frac{T_1}{2} \\ \frac{2A_1}{\omega_1} + \frac{A_2}{\omega_2} \cdot \left\{1 - \cos\left[\omega_2 \left(t - \frac{T_1}{2}\right)\right]\right\} & \frac{T_1}{2} \leq t \leq \frac{T_1}{2} + T_2 \\ \frac{A_1}{\omega_1} \cdot \left\langle 1 + \cos\left\{\omega_1 \left[t - \left(\frac{T_1}{2} + T_2\right)\right]\right\} \right\rangle & \frac{T_1}{2} + T_2 \leq t \leq T_1 + T_2 \end{cases} \quad (3.23)$$

dato che:

$$v(t=0) = v(0) = 0 \Rightarrow c_1 = \frac{A_1}{\omega_1} \quad (3.24)$$

$$v\left(\frac{T_1}{2}\right) = \frac{2A_1}{\omega_1} = -\frac{A_2}{\omega_2} + c_2 \Rightarrow c_2 = \frac{2A_1}{\omega_1} + \frac{A_2}{\omega_2} \quad (3.25)$$

$$v\left(\frac{T_1}{2} + T_2\right) = -\frac{A_2}{\omega_2} + \frac{2A_1}{\omega_1} + \frac{A_2}{\omega_2} = \frac{A_1}{\omega_1} + c_3 \Rightarrow c_3 = c_1 \quad (3.26)$$

Per come è stata costruita la funzione  $a(t)$  si ha ovviamente anche:

$$v(T_1 + T_2) = -\frac{A_1}{\omega_1} + \frac{A_1}{\omega_1} = 0 \quad (3.27)$$

$$v_{\text{Max}} = v\left(\frac{T_1 + T_2}{2}\right) = 2 \cdot \left(\frac{A_1}{\omega_1} + \frac{A_2}{\omega_2}\right) \quad (3.28)$$

A partire dalle 5.23 si può altresì scrivere:

$$s(t) = \begin{cases} \frac{A_1 t}{\omega_1} - \frac{A_1}{\omega_1^2} \cdot \text{sen}(\omega_1 t) + c_4 = \frac{A}{\omega_1} \cdot \left[ t - \frac{\text{sen}(\omega_1 t)}{\omega_1} \right] \\ \left( \frac{2A_1}{\omega_1} + \frac{A_2}{\omega_2} \right) \cdot \left( t - \frac{T_1}{2} \right) - \frac{A_2}{\omega_2^2} \cdot \text{sen} \left[ \omega_2 \left( t - \frac{T_1}{2} \right) \right] + c_5 \\ \left\{ \frac{A_1}{\omega_1} \cdot \left[ t - \left( \frac{T_1}{2} + T_2 \right) \right] + \frac{A_1}{\omega_1^2} \cdot \text{sen} \left\{ \omega_1 \left[ t - \left( \frac{T_1}{2} + T_2 \right) \right] \right\} \right\} + c_6 \end{cases} \quad (3.29)$$

con

$$s(0) = 0 \Rightarrow c_4 = 0 \quad (3.30)$$

$$s\left(\frac{T_1}{2}\right) = \frac{A_1 T_1}{2\omega_1} = c_5 \quad (3.31)$$

$$s\left(\frac{T_1}{2} + T_2\right) = \frac{2A_1}{\omega_1} \cdot T_2 + \frac{A_2 T_2}{\omega_2} + \frac{A_1 T_1}{2\omega_1} = c_6 \quad (3.32)$$

$$s(T_1 + T_2) = \frac{A_1 T_1}{2\omega_1} + c_6 = \frac{A_1 T_1}{\omega_1} + \frac{2A_1 T_2}{\omega_1} + \frac{A_2 T_2}{\omega_2} \quad (3.33)$$

Affinché l'onda non produca spostamenti residui deve dunque risultare:

$$A_1 \cdot \left(\frac{T_1}{\omega_1} + \frac{2T_2}{\omega_1}\right) = -A_2 \cdot \frac{T_2}{\omega_2} \quad (3.34)$$

od, in modo equivalente, se si pongono uguali a  $k$  ed  $n$  i rapporti  $-A_1/A_2$  ed  $T_1/T_2$ :

$$k = \frac{\frac{T_2}{\omega_2}}{\frac{T_2}{\omega_2} \cdot \left(\frac{T_1 \omega_2}{\omega_1 T_2} + \frac{2\omega_2}{\omega_1}\right)} = \frac{1}{n^2 + 2n} \quad (3.35)$$

Infatti:

$$\frac{T_1}{T_2} = n = \frac{\omega_2}{\omega_1} \quad (3.36)$$

$$dur = T_1 + T_2 = T_1 \left(1 + \frac{1}{n}\right) = T_2 (1 + n) \quad (3.37)$$

Ciò significa che ad ogni coppia di valori  $k$ ,  $n$  (con  $n > 0$ ) che soddisfa la relazione 5.36 corrisponde un'onda dai requisiti voluti.

Tra le infinite possibili soluzioni appare di rilievo quella (cfr. Fig. 3.6) che si ottiene mettendo a sistema la 3.35 con la condizione di continuità della funzione  $a(t)$  in  $T_1/2$  od equivalentemente in  $T_1/2+T_2$ :

$$\frac{d(a(t))}{dt} = a'(t) = \begin{cases} A_1 \cdot \omega_1 \cdot \cos(\omega_1 t) \\ A_2 \cdot \omega_2 \cdot \cos\left[\omega_2 \left(t - \frac{T_1}{2}\right)\right] \\ -A_1 \cdot \omega_1 \cdot \cos\left\{\omega_1 \left[t - \left(\frac{T_1}{2} + T_2\right)\right]\right\} \end{cases} \quad (3.38)$$

$$a'\left(\frac{T_1}{2}\right) = -a'\left(\frac{T_1}{2} + T_2\right) = -A_1 \cdot \omega_1 = A_2 \cdot \omega_2 \quad \Rightarrow \quad k = n \quad (3.39)$$

$$\begin{cases} k = \frac{1}{n^2 + 2n} \\ k = n \end{cases} \Rightarrow n^3 + 2n^2 - 1 = (n+1) \cdot (n^2 + n - 1) = 0 \quad (3.40)$$

$$\begin{cases} n_1 = -1 \text{ n. a.} \\ n_{2/3} = \frac{-1 \pm \sqrt{1+4}}{2} \left\{ \begin{array}{l} n_2 = \frac{-1 - \sqrt{5}}{2} < 0 \text{ n. a.} \\ n_3 = \frac{-1 + \sqrt{5}}{2} \cong 0.618 \end{array} \right. \end{cases} \quad (3.41)$$

La scelta che abbiamo fatto ai fini delle analisi è stata peraltro quella di far coincidere  $\omega_1$  e  $\omega_2$ :

$$n = 3k = 1 \quad (3.42)$$

concentrando l'energia dell'onda sulla frequenza data dal rapporto 2/dur.

A scapito evidentemente della continuità di  $a(t)$  nei due punti suddetti (cfr. Fig. 3.10).

### 3.2.2 Accelerogrammi complessi

Quattro sono stati gli accelerogrammi complessivamente impiegati nel nostro studio, uno dei quali artificiale (cfr. Figure da 3.11 a 3.14):

- l'accelerogramma Corral0 direzione EW, registrato nel corso del terremoto di Loma Prieta (California, USA, 1989);
- l'accelerogramma 1 direzione X, costruito artificialmente;
- l'accelerogramma San Rocco direzione EW, registrato nel corso del terremoto del Friuli (Italia, 1976);
- l'accelerogramma Sturno direzione EW, registrato nel corso del terremoto dell'Irpinia (Campania, Italia, 1980).

Ai dati di partenza  $v_0(t)$  (cfr. curve tratteggiate in grigio nelle Figure) è stata in tutti e quattro i casi applicata la procedura di correzione di linea base sommando ad essi onde di velocità a bassa frequenza del tipo:

$$v(t) = V \cdot [1 - \cos(\omega_{bc} t)] \quad (3.43)$$

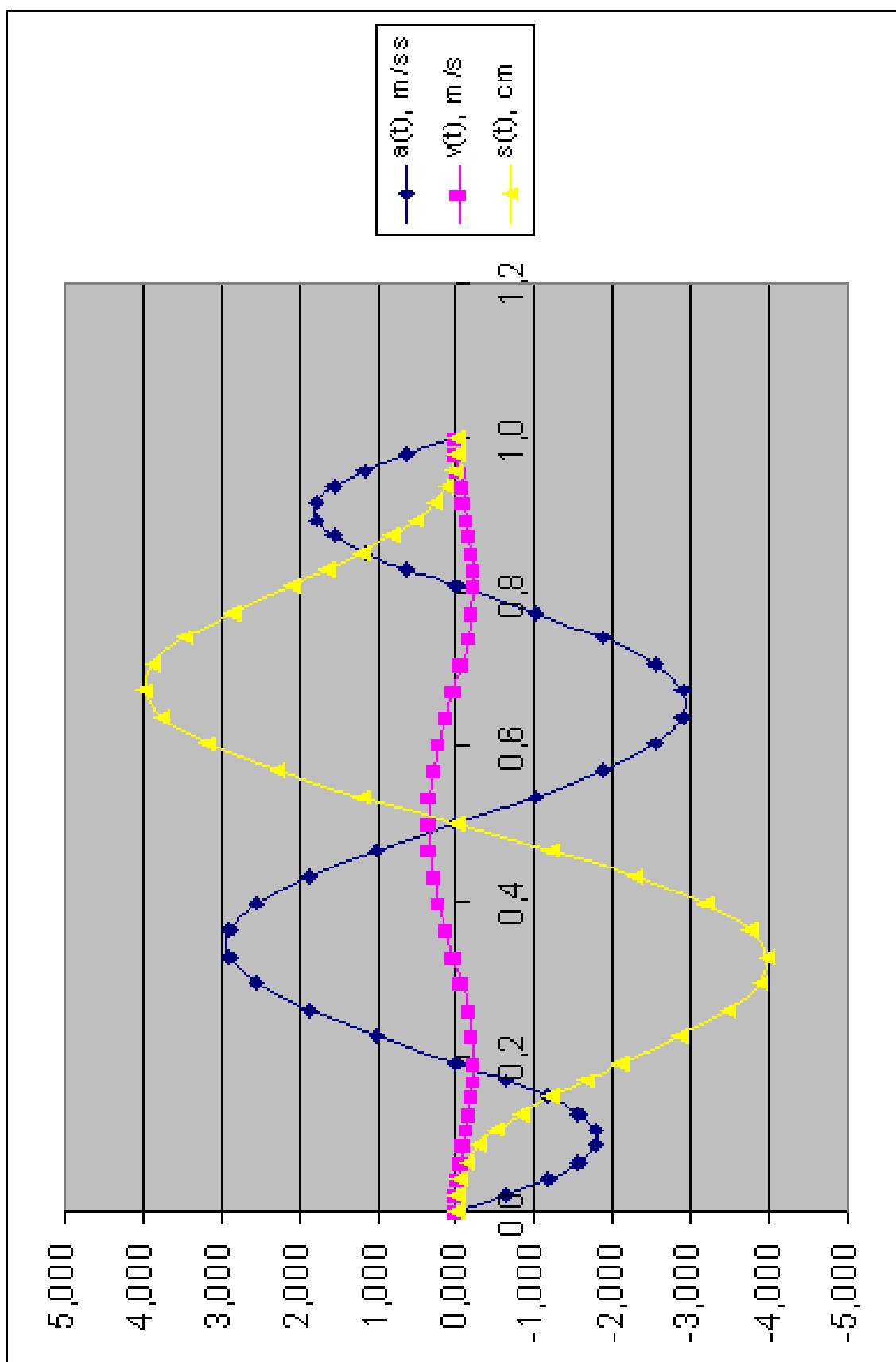
con

$$\omega_{bc} = \frac{2\pi}{T} \quad (3.44)$$

$$V = -\frac{\omega_{bc}}{2\pi} \cdot s_0(t = T) \quad (3.45)$$

e con  $T$  nello specifico ovviamente pari alla durata dell'accelerogramma.

A parte quello del terremoto di Loma Prieta, che è stato scelto per i particolari contenuti d'energia e frequenza (cfr. Fig. 3.15), gli accelerogrammi presentano tutti uno spettro elastico coerente con quello dell'EC8. In particolare l'accelerogramma 1 dir. X è stato costruito da Castellani e Faccioli con la procedura ad hoc descritta nel testo citato in Bibliografia.

Fig. 3.6 Onda artificiale “semplice” con funzione  $a(t)$  priva di punti di discontinuità



### Onda sinusoidale senza velocità residue

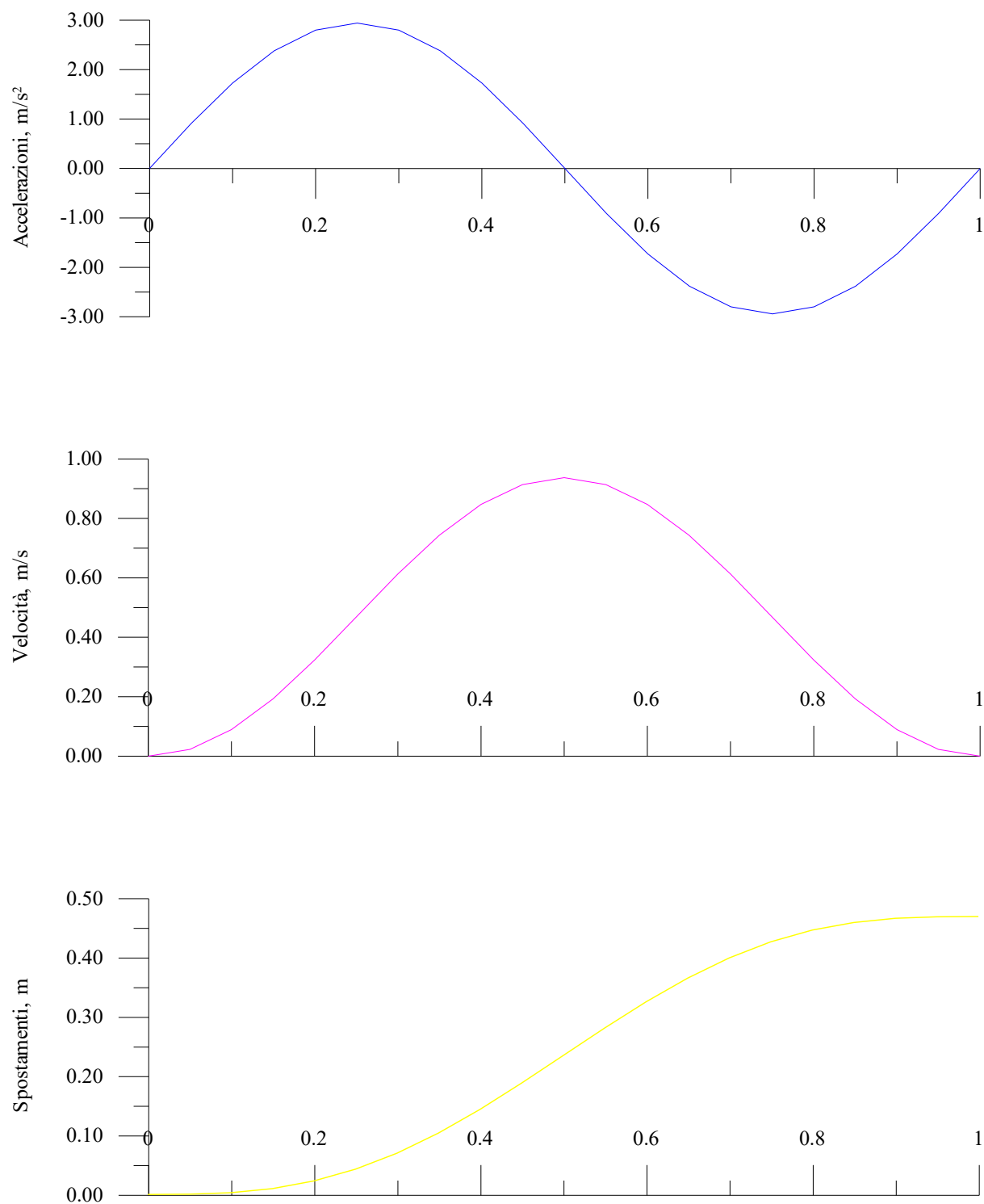


Fig. 3.7

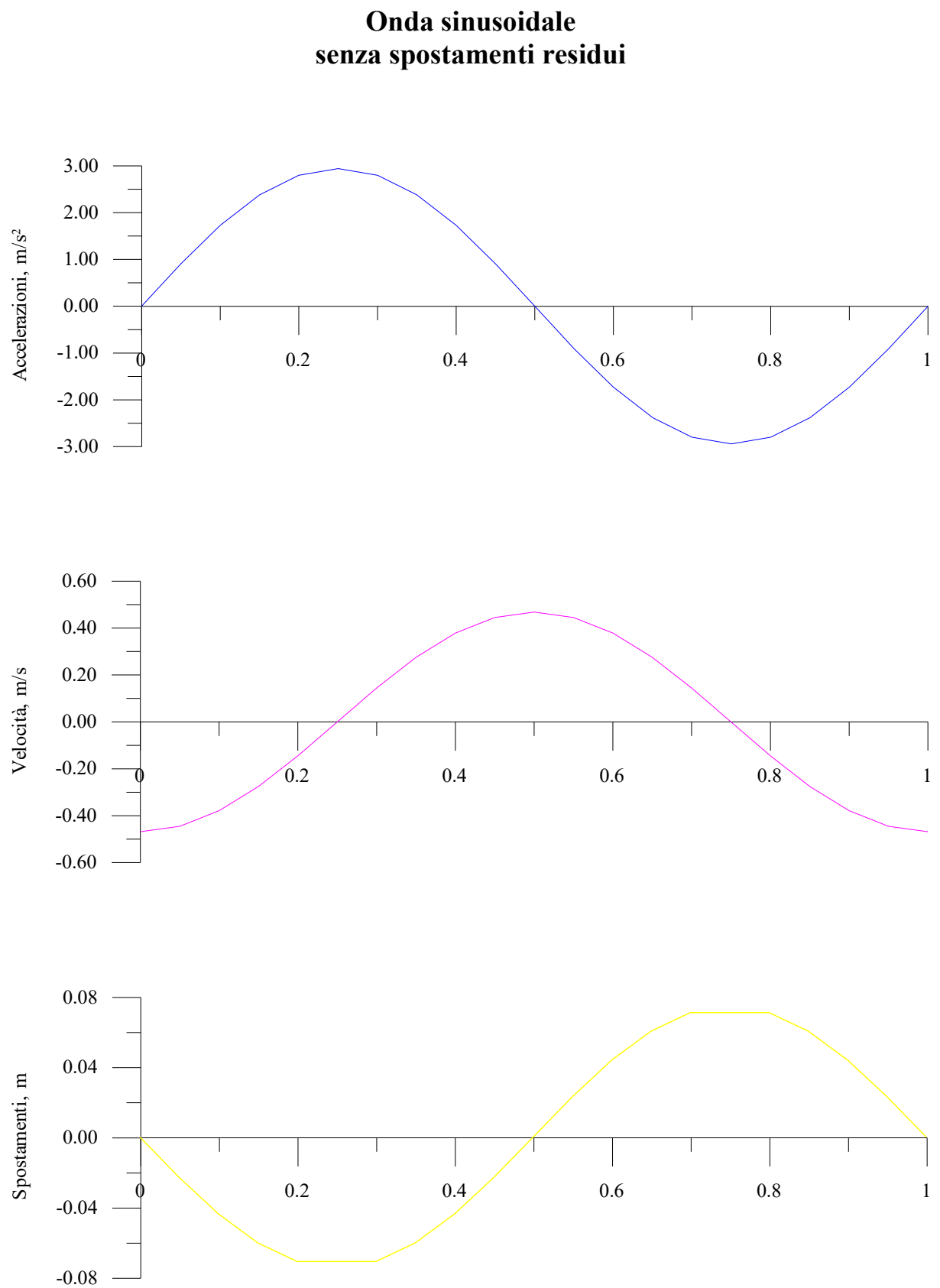


Fig. 3.8

### Sequenza di onde sinusoidali di ampiezze opposte

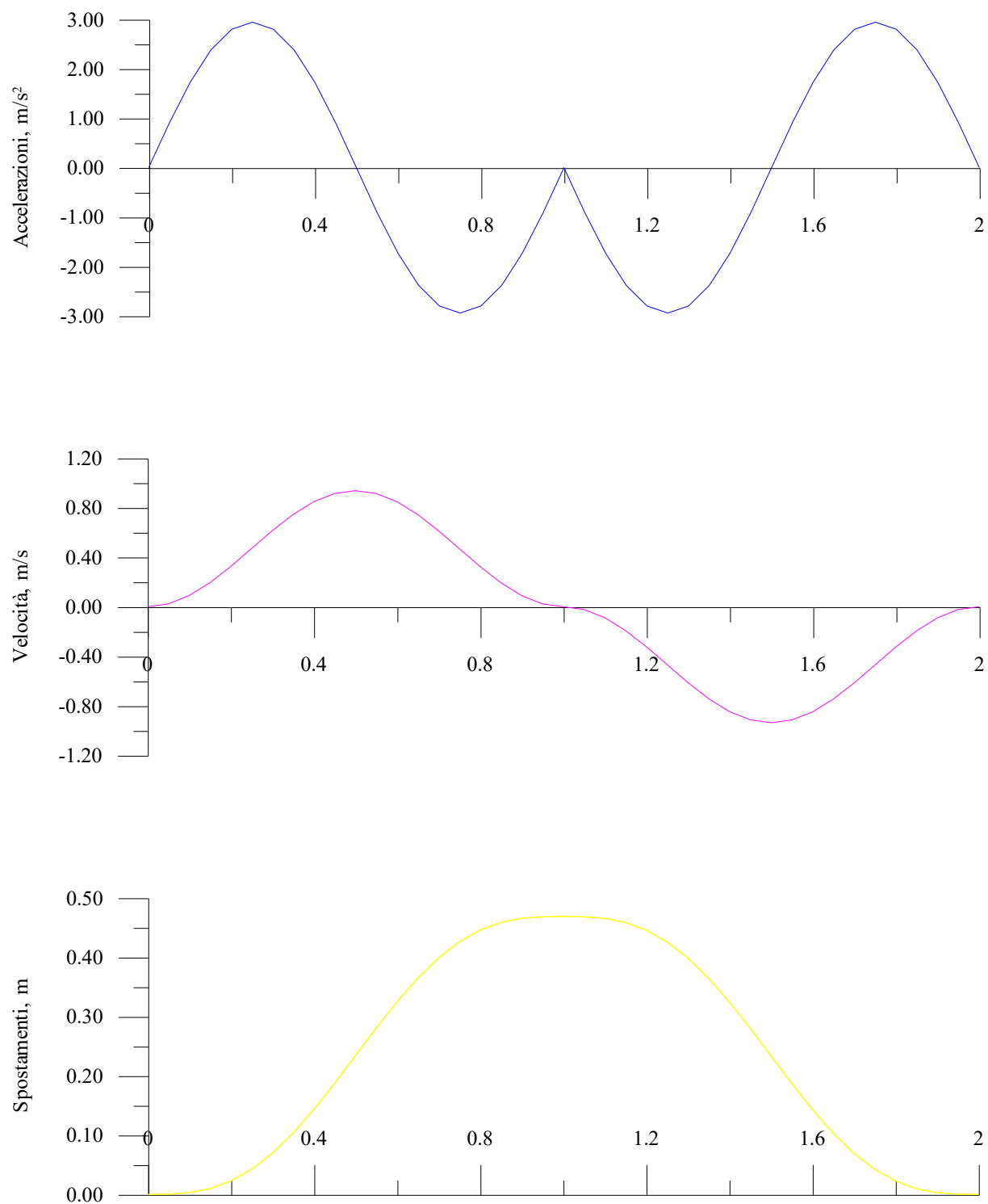


Fig. 3.9

### Onda artificiale “semplice” impiegata nelle analisi dinamiche

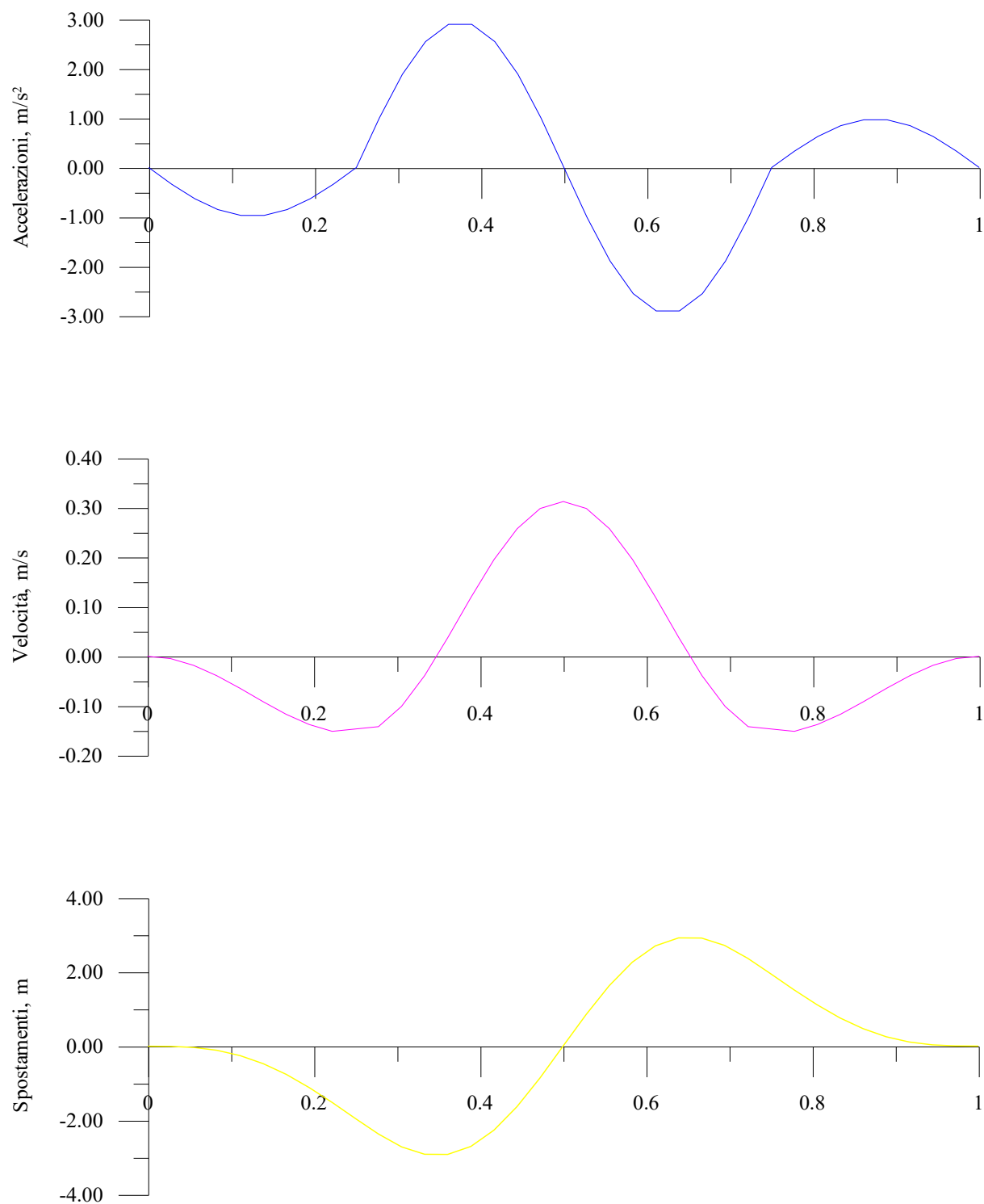
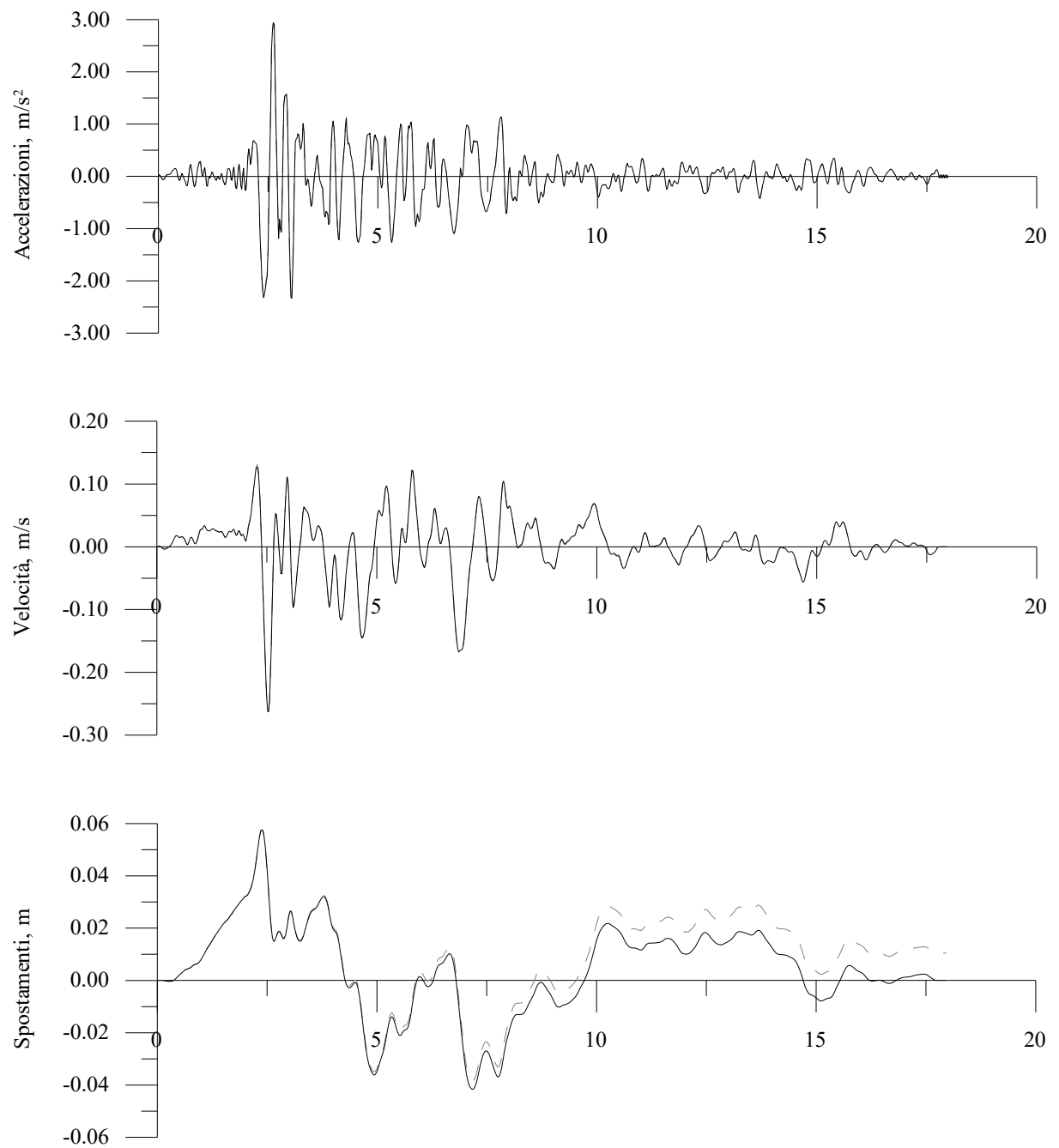


Fig. 3.10

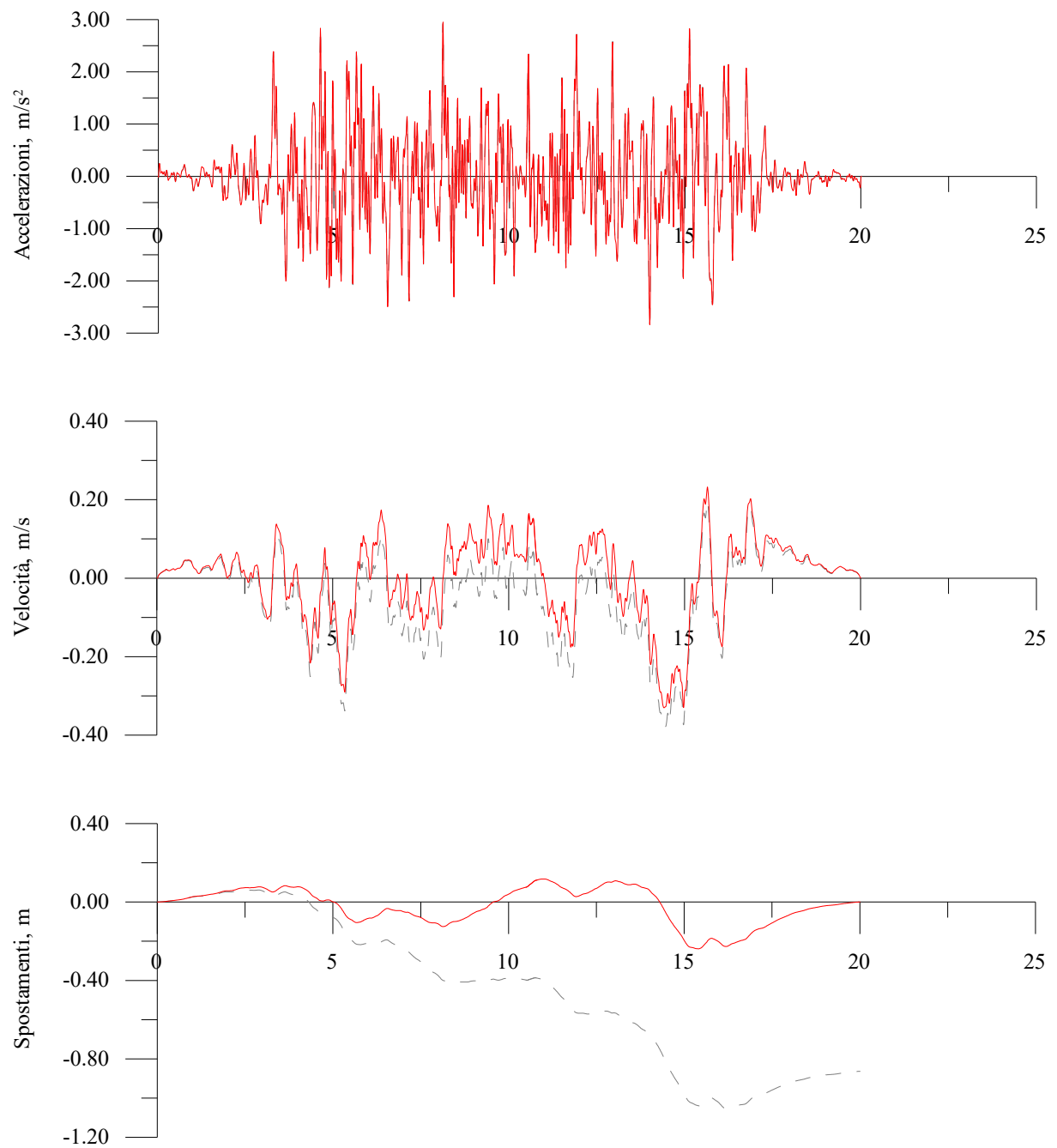
**Accelerogramma CorralO direzione EW  
(Terremoto di Loma Prieta, 1989)**



durata, secondi: 17.98  
intervallo di campionamento, secondi: 0.02  
numero di campioni: 900  
ampiezza per la correzione di linea base,  $\text{m/s}$ : -0.00058  
frequenza per la correzione di linea base,  $\text{Hz}$ : 0.056

Fig. 3.11

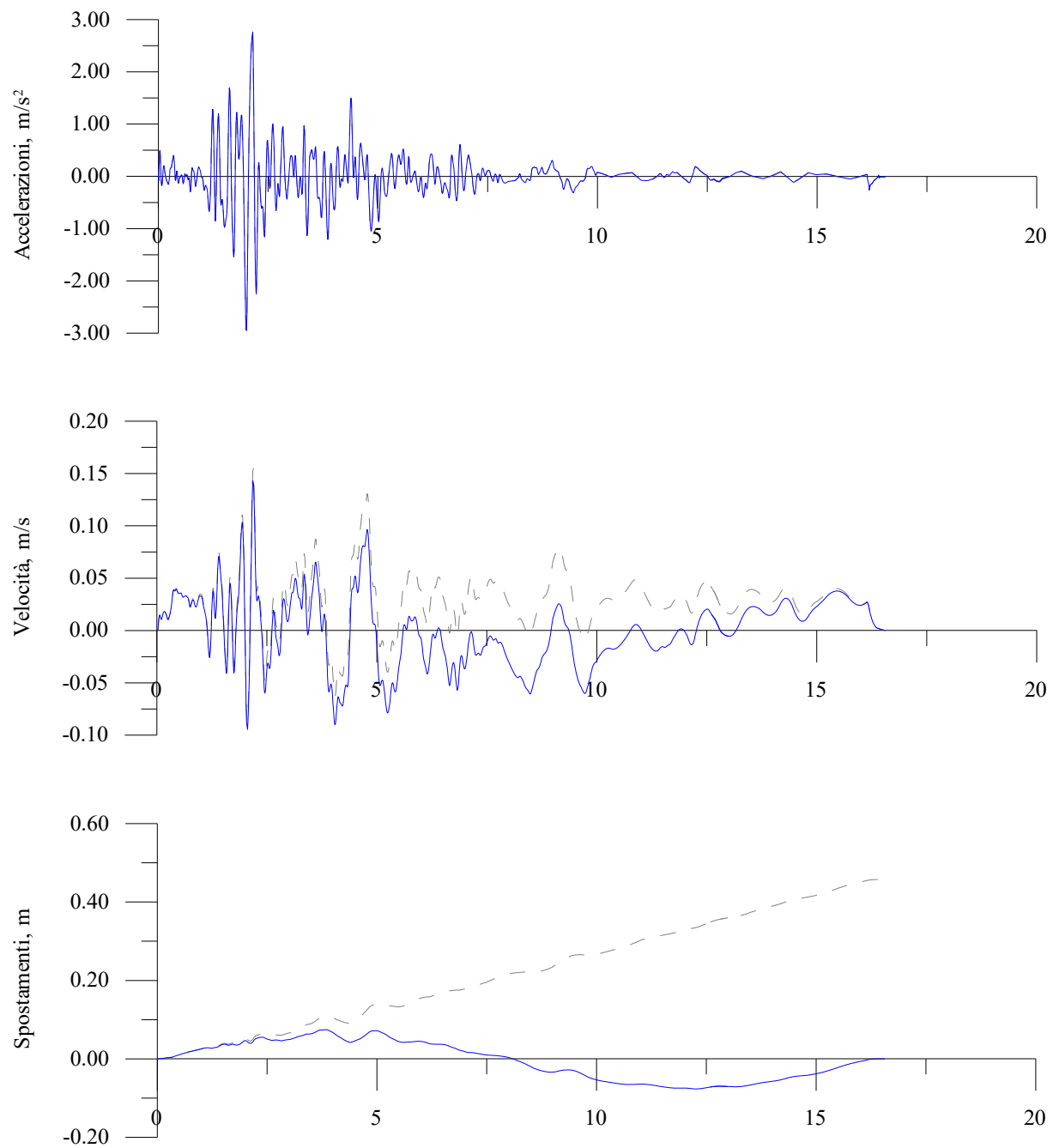
### Accelerogramma 1 direzione X (Sisma Artificiale)



durata, secondi: 20.025  
intervallo di campionamento, secondi: 0.0083  
numero di campioni: 2404  
ampiezza per la correzione di linea base,  $\text{m/s}$ : 0.04312  
frequenza per la correzione di linea base,  $\text{Hz}$ : 0.05

Fig. 3.12

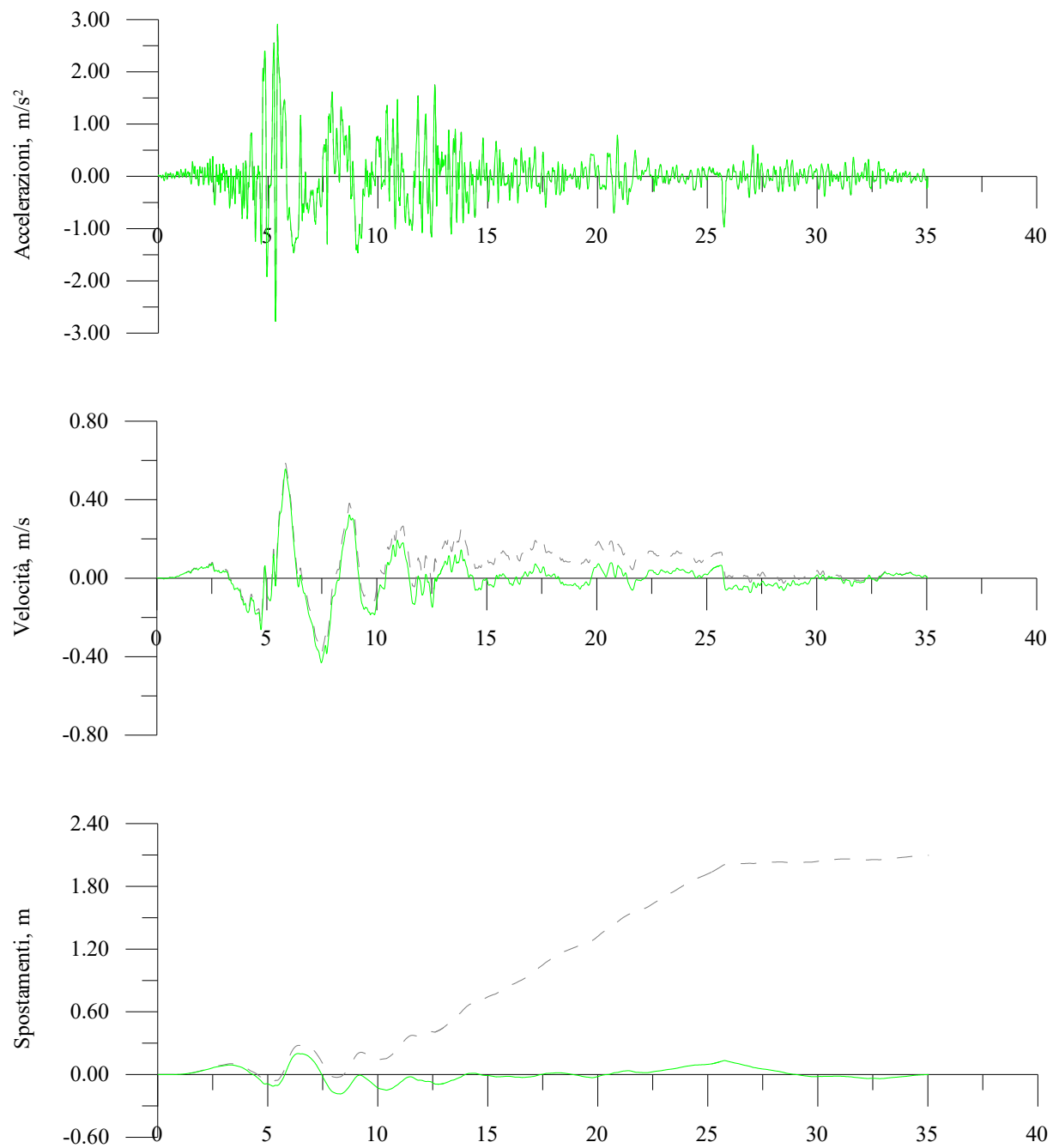
### Accelerogramma San Rocco direzione EW (Terremoto del Friuli, 1976)



durata, secondi: 16.56  
intervallo di campionamento, secondi: 0.01  
numero di campioni: 1657  
ampiezza per la correzione di linea base,  $\text{m/s}$ : -0.02763  
frequenza per la correzione di linea base,  $\text{Hz}$ : 0.06

Fig. 3.13

### Accelerogramma Sturmo direzione EW (Terremoto dell'Irpinia, 1980)



durata, secondi: 35.04  
intervallo di campionamento, secondi: 0.01  
numero di campioni: 3505  
ampiezza per la correzione di linea base,  $\text{m/s}$ : -0.05984  
frequenza per la correzione di linea base,  $\text{Hz}$ : 0.029

Fig. 3.14



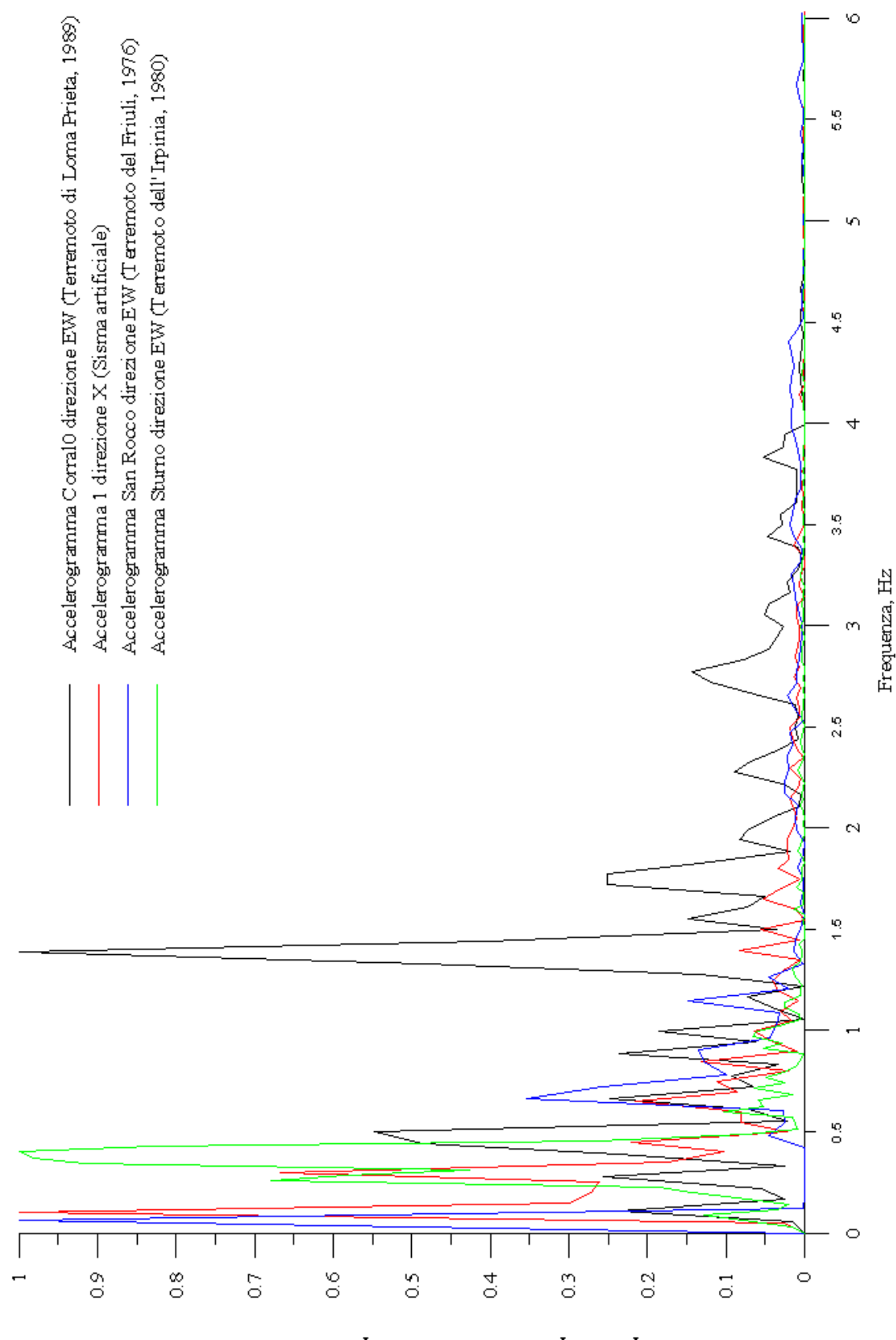


Fig. 3.15 Spettro di potenza degli accelerogrammi normalizzato rispetto al valore massimo

### 3.3 Particolari del modello dinamico

---

La costruzione o se si preferisce il completamento del modello per le analisi dinamiche comporta, come chiarito nella presentazione del modulo dinamico di FLAC, una serie di ulteriori ed importanti scelte che essenzialmente riguardano le condizioni al contorno della mesh ed i parametri che definiscono lo smorzamento interno.

Del resto anche le dimensioni della mesh e dei suoi elementi vanno fissate tenendo presente le problematiche dell'analisi dinamica: in campo statico non avremmo, ad esempio, optato per identiche dimensioni di tutte le maglie della griglia se non avessimo pensato ai problemi di trasmissione delle onde in campo dinamico illustrati in precedenza.

#### 3.3.1 Condizioni del contorno della mesh

La modellazione di problemi di geomeccanica riguarda mezzi che, nella scala delle analisi, vengono schematizzati al meglio come estesi. Gli scavi profondi in sotterraneo si ipotizzano normalmente circondati da un mezzo infinito, mentre le strutture superficiali o vicine alla superficie si considerano giacenti rispettivamente su od all'interno di un semispazio infinito. L'idea dalla quale siamo dunque partiti era quella di simulare il comportamento di un semispazio infinito, ma con il problema ovvio di contenere entro limiti accettabili le dimensioni della griglia ovvero il corrispondente onere computazionale.

Per conciliare questa esigenza con quella di cogliere con il modello la dissipazione dell'energia dell'input sismico per radiazione, lungo tutti i bordi sono stati disposti degli smorzatori viscosi.

In dettaglio, al bordo inferiore, che ha anche costituito la sorgente dinamica, è stato optato per le quiet boundaries, ai bordi laterali, invece, per le free field boundaries; con una soluzione analoga quindi a quella rappresentata nella Figura 3.16.

A seguito di questa scelte è stato peraltro necessario convertire l'input sismico, dapprima da record di accelerazioni, mediante integrazione, a record di velocità e successivamente da record di velocità a record di tensioni tramite le formule 3.1.

In ogni caso, i controlli eseguiti confermano che il comportamento degli smorzatori e del modello in generale è quello desiderato.

Nella figura 3.17 si vede, ad esempio, come l'onda di input al "bedrock" giunga in superficie con amplificazione circa doppia e come dopo essere tornata in profondità per effetto della

riflessione sulla superficie medesima venga totalmente assorbita dal contorno inferiore del modello.

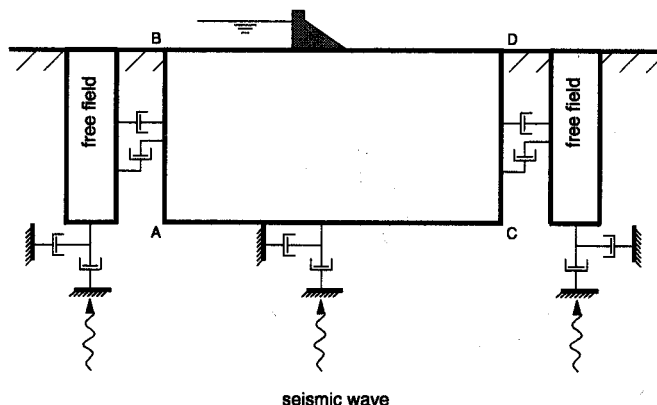


Fig. 3.16 Esempio di modello per le analisi sismiche delle strutture superficiali e free-field mesh

### 3.3.2 Parametri per la definizione dello smorzamento interno

Lo smorzamento di Rayleigh viene specificato in FLAC assegnando dei valori ai parametri  $f_{min}$  e  $\xi_{min}$  col comando “set dy\_damp rayleigh”

Per i terreni e le rocce lo smorzamento è di solito compreso tra il 2 e il 5 % di quello critico (e. g.  $\xi_{min} = 0.02 \div 0.05$ ); in analisi in cui si impiega un modello costitutivo elasto-plastico (come, ad esempio quello di Mohr-Coulomb da noi utilizzato) nelle zone elasticizzate si verifica del resto una considerevole dissipazione d'energia, per cui potrebbe essere sufficiente anche una piccola percentuale di smorzamento (anche lo 0.5 %).

Ebbene, di fronte a questo panorama di incertezza, abbiamo provveduto a valutare l'effettivo “peso” del fattore di smorzamento D nella risposta sismica locale eseguendo una serie di analisi in cui il parametro veniva fatto variare mantenendo inalterata la frequenza dell'input sismico.

I risultati di questo studio sono visibili nella tabella e nel grafico della pagina seguente.

Constatato che, almeno all'interno del range indicato la dipendenza era non elevata è stata fatta una scelta limitatamente conservativa propendendo per un valore pari al 2 %.

Si è detto, per quanto riguarda, invece, la frequenza centrale, che dato che lo smorzamento di Rayleigh è dipendente dalla frequenza, ma presenta una zona piatta delimitata da frequenze con rapporto 3:1, l'idea da cui ci si muove nelle analisi dinamiche è quella di far coincidere questo intervallo con quello delle frequenze predominanti del problema in esame.

Il problema è, stando a quanto precisato nel manuale di FLAC, che queste ultime non sono però né le frequenze a maggiore contenuto d'energia dell'input sismico né le frequenze dei modi naturali di vibrazione del sistema, quanto piuttosto una combinazione di entrambe da valutare caso per caso.

Per i motivi che saranno chiariti nel paragrafo 3.4 abbiamo optato per la coincidenza di  $f_{min}$  con le frequenze fondamentali dei terreni considerati.



Fig. 3.17

	<b>Fattore di amplificazione</b>		
$f_{min} = f_1$	<b>Terreno A</b>	<b>Terreno B</b>	<b>Terreno C</b>
<b>Fattore di smorzamento D, %</b>			
<b>1e-4</b>	2	2	2
<b>1</b>	1.960	1.970	1.974
<b>2</b>	1.921	1.941	1.947
<b>5</b>	1.807	1.855	1.871
<b>10</b>	1.632	1.719	1.749

Tab. 3.2 Valori del fattore di amplificazione al variare del fattore di smorzamento

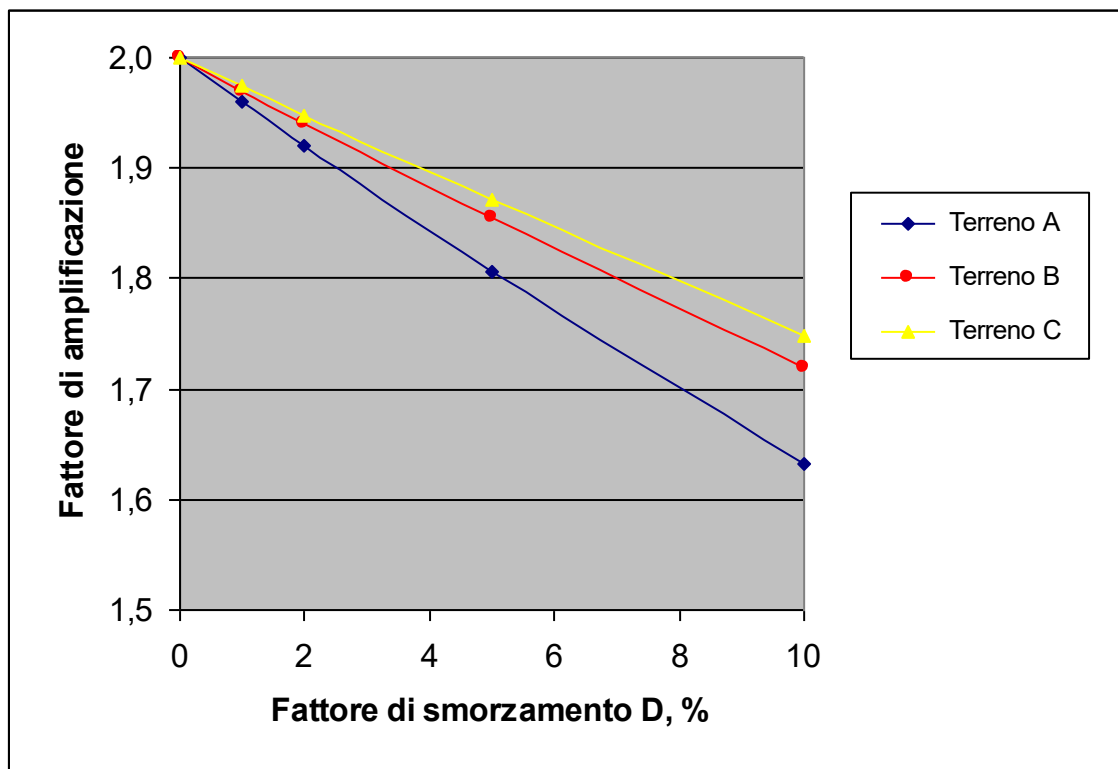


Fig. 3.18 Valori del fattore di amplificazione al variare del fattore di smorzamento

### 3.4 Determinazione numerica dell'amplificazione

Allo scopo di poter opportunamente scalare l'input sismico al "bedrock" in modo da ottenere sulla superficie libera il desiderato livello di accelerazione di picco, una volta fissato il valore dello smorzamento è stato necessario determinare numericamente l'amplificazione. Abbiamo in particolare ricavato i valori del fattore di amplificazione in condizioni di free-field per i tre terreni considerati e per le quattro frequenze successivamente impiegate nelle analisi con onde artificiali "semplici" (1, 2, 4 ed 8 Hz)

Ed ovviamente per i singoli terreni in corrispondenza anche della frequenza fondamentali  $f_1$ , che riportiamo di nuovo ad uso del lettore:

	<u><math>f_1 = V_s/4H, \text{ Hz}</math></u>
<b>Terreno A</b>	1,3
<b>Terreno B</b>	1,8
<b>Terreno C</b>	2,35

Tab. 3.3 Valori approssimati della frequenza fondamentale dei sistemi studiati

Le tabelle ed il grafico della pagina seguente mostrano come in realtà è stato possibile verificare un buon accordo con l'andamento teorico del modulo della funzione di trasferimento soltanto nel caso di impiego delle frequenze fondamentali come frequenza centrale per lo smorzamento di Rayleigh.

Negli altri due casi considerati, ovvero quelli con la frequenza centrale rispettivamente pari al 75 % della frequenza dell'input sismico e pari alla media fra questo valore e la frequenza fondamentale del terreno i risultati sono differenti da quelli attesi in via teorica.

Ciò giustifica la scelta per la frequenza centrale  $f_{min}$  dello smorzamento di Rayleigh anticipata nel paragrafo 3.3.2.

Nel concludere ci sembra del resto opportuno precisare che le differenze tra i valori del fattore di amplificazione ottenuti nei tre casi scelti sono in ogni caso, almeno alle basse frequenze, molto modeste, così come quelle con il valore massimo teorico del fattore di amplificazione,  $FA_{Max}$ :

$$FA_{Max} = \frac{2}{1 + \frac{\pi}{2} D} \cong 1.939$$

	Fattore di amplificazione		
$f_{min} = f_1$	Terreno A	Terreno B	Terreno C
Frequenza, Hz			
0.5	1.945	1.943	1.941
1	1.949	1.948	1.945
2	1.921	1.941	1.947
4	1.788	1.880	1.913
8	1.339	1.620	1.748
$f_1$	1.944	1.944	1.944

	Fattore di amplificazione		
$f_{min} = 0.75 \cdot f$	Terreno A	Terreno B	Terreno C
Frequenza, Hz			
0.5	1.984	1.989	1.992
1	1.962	1.975	1.982
2	1.923	1.942	1.956
4	1.854	1.896	1.916
8	1.703	1.786	1.834
$f_1$	1.947	1.948	1.948

	Fattore di amplificazione		
$f_{min} = (f_1 + 0.75 \cdot f)/2$	Terreno A	Terreno B	Terreno C
Frequenza, Hz			
0.5	1.964	1.965	1.966
1	1.956	1.962	1.964
2	1.922	1.942	1.953
4	1.839	1.892	1.915
8	1.656	1.764	1.819
$f_1$	1.946	1.947	1.946

Tabb. 3.4 Valori del fattore di amplificazione in relazione a differenti scelte per la frequenza centrale  $f_{min}$  dello smorzamento di Rayleigh



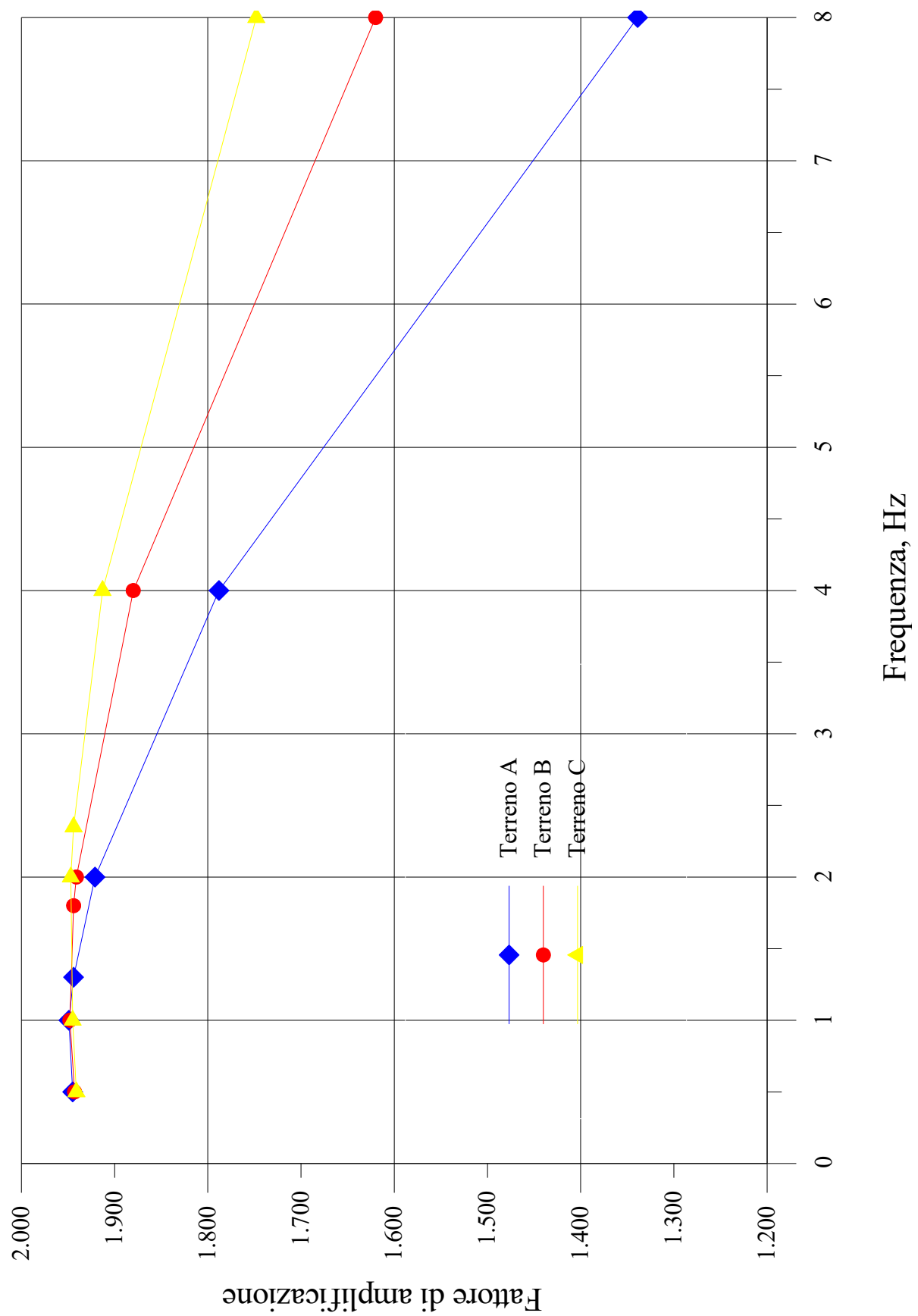


Fig. 3.19 Valori del fattore di amplificazione al variare della frequenza dell'input sismico

---

### 3.5 Inclusione 2+16

---

La prima inclusione ad essere modellata è stata una inclusione verticale di sviluppo totale pari a 18 metri due dei quali fuori terra (cfr. Figura 3.20).

La geometria è stata fissata pensando ad un confronto con il sistema studiato per la Tesi di Laurea mentre la scelta di lavorare con una parte della struttura emersa deve essere vista nell'ottica di osservare il modificarsi della risposta sismica con la frequenza al variare del periodo proprio del modello.

E' chiaro che alla base c'è l'idea che il comportamento dinamico sia in generale interpretabile alla luce dei criteri dell'analisi modale e che dunque i risultati ottenuti con le analisi condotte per la Tesi di Laurea possano ricondursi a frequenze basse dei primi modi di vibrare.

Bisogna peraltro notare come l'inclusione in questione abbia delle caratteristiche di rigidità (relativa a quella del sistema studiato per la Tesi) che sommate a valori più alti della massa totale del complesso inclusione-terreno fanno sì che sia ragionevole attendersi un periodo proprio maggiore di quello del modello di confronto.

I risultati delle analisi non hanno tuttavia confermato questi ragionamenti:

- la dipendenza dalla frequenza (cfr. Fig. 3.21), sebbene meno accentuata in ragione del valore di progetto ridotto del momento flettente, è senz'altro visibile;
- le curve di inviluppo dei momenti flettenti (cfr. Fig. 3.21) che sollecitano l'inclusione per frequenze dei treni d'onda pari ad 1 e 2 Hz però si intersecano ed in corrispondenza di un ampio range di profondità le condizioni più gravose sono quelle prodotte dal sisma con portante uguale a 2 Hz.

Le analisi sono state condotte con riferimento al Terreno A ed impiegando fattori di deamplificazione dell'input sismico generato al "bedrock" del modello scelti in modo da ottenere valori dell'accelerazione di picco al suolo pari a  $0.3 \cdot g$  (i.e. 1.949, 1.921, 1.788 ed 1.339 per frequenze dei tre treni d'onda rispettivamente uguali a 1, 2, 4 ed 8 Hz).

Notiamo che anche le curve degli inviluppi relativi alle frequenze di 4 ed 8 Hz sono intrecciate.

Notiamo pure che le curve di inviluppo non individuano domini simmetrici rispetto all'asse dell'inclusione probabilmente a causa dell'andamento non simmetrico rispetto all'asse dei tempi delle velocità impresse al "bedrock".

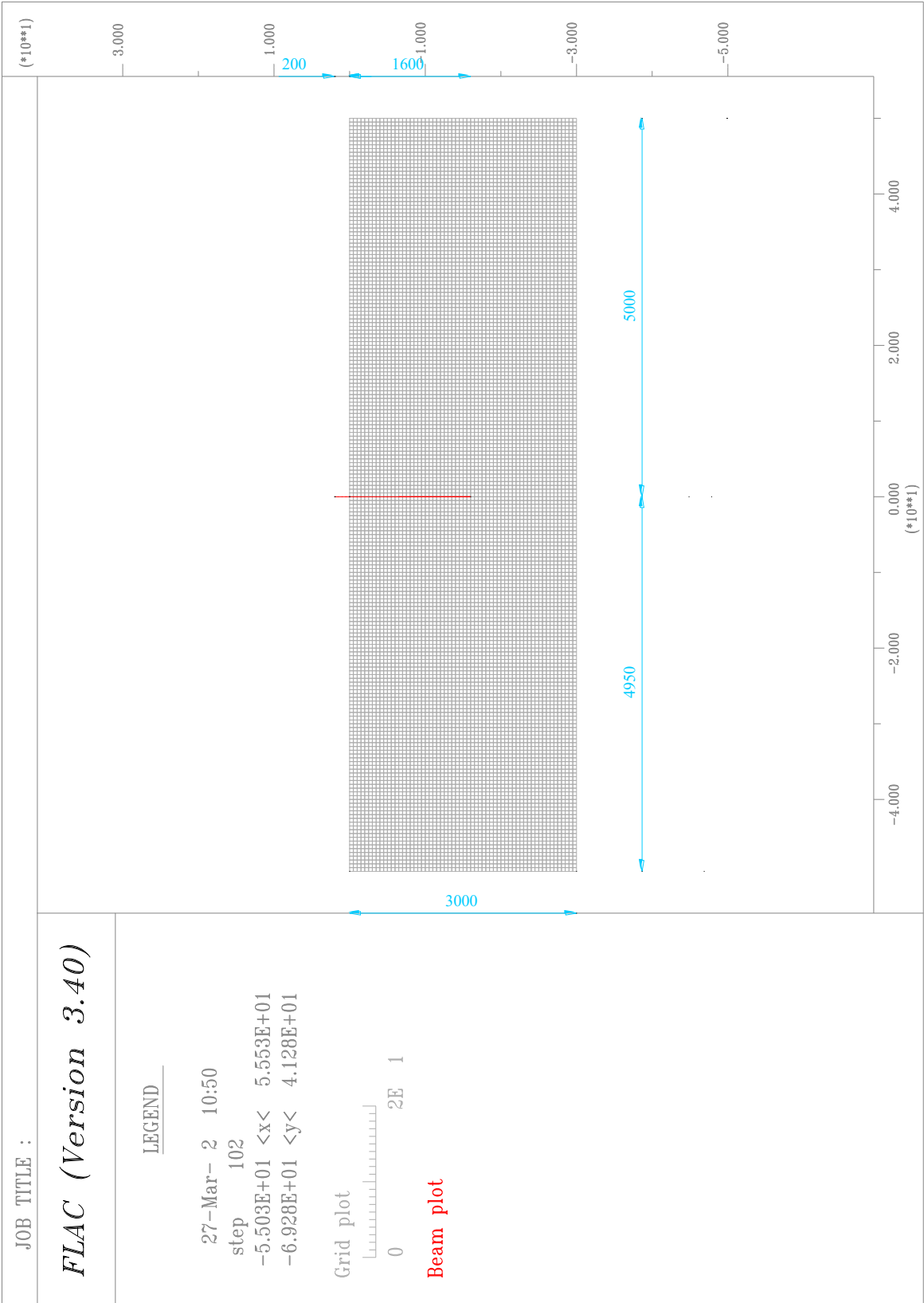
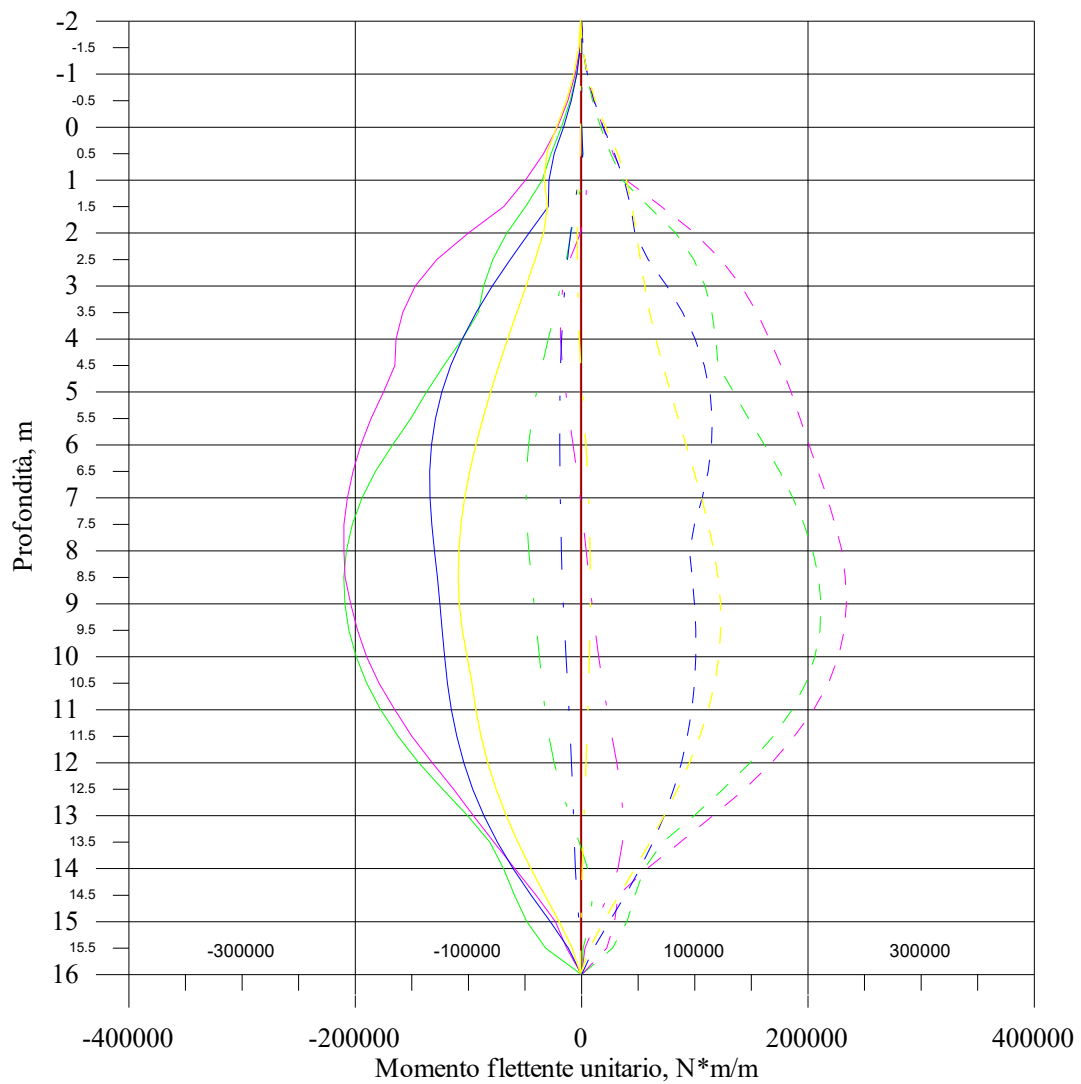


Fig. 3.20 Modello dell'inclusione 2+16 implementato in FLAC



Confronto per il caso di accelerazione di picco  
al suolo pari a  $0.3 \cdot g$

- M Statico
- MMin  $f = 1$  Hz
- - - MMax  $f = 1$  Hz
- . - MRes  $f = 1$  Hz
- MMin  $f = 2$  Hz
- - - MMax  $f = 2$  Hz
- . - MRes  $f = 2$  Hz
- MMin  $f = 4$  Hz
- - - MMax  $f = 4$  Hz
- . - MRes  $f = 4$  Hz
- MMin  $f = 8$  Hz
- - - MMax  $f = 8$  Hz
- . - MRes  $f = 8$  Hz

Fig. 3.21 Involupi del momento flettente nell'inclusione

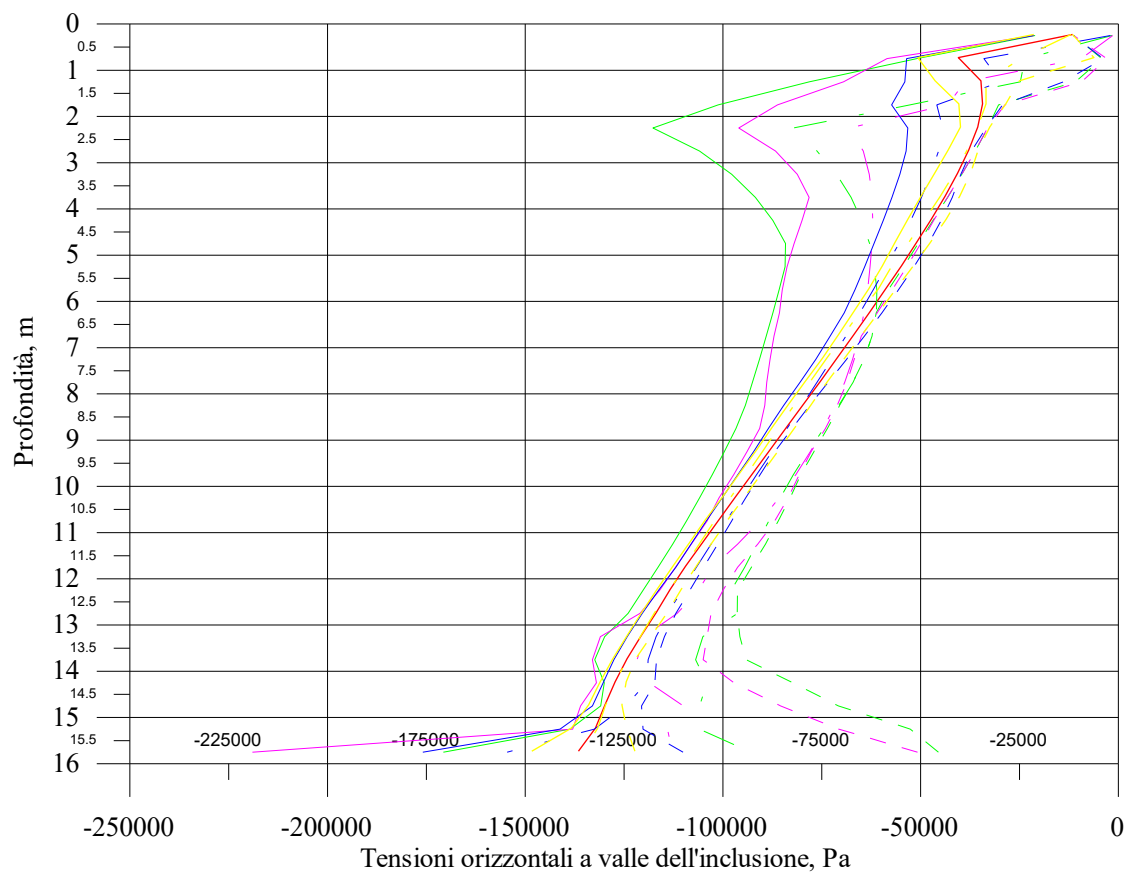
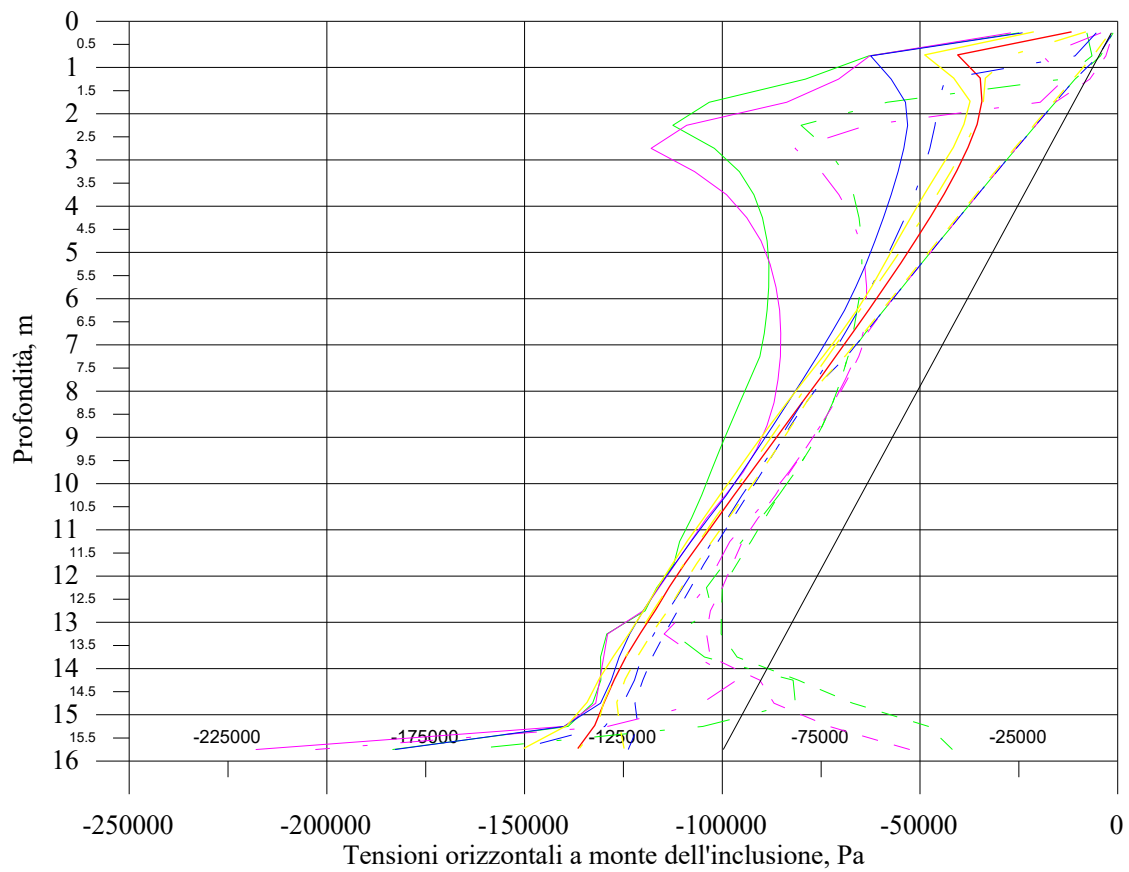


Fig. 3.22 Involuppi delle distribuzioni delle tensioni orizzontali agenti sull'inclusione

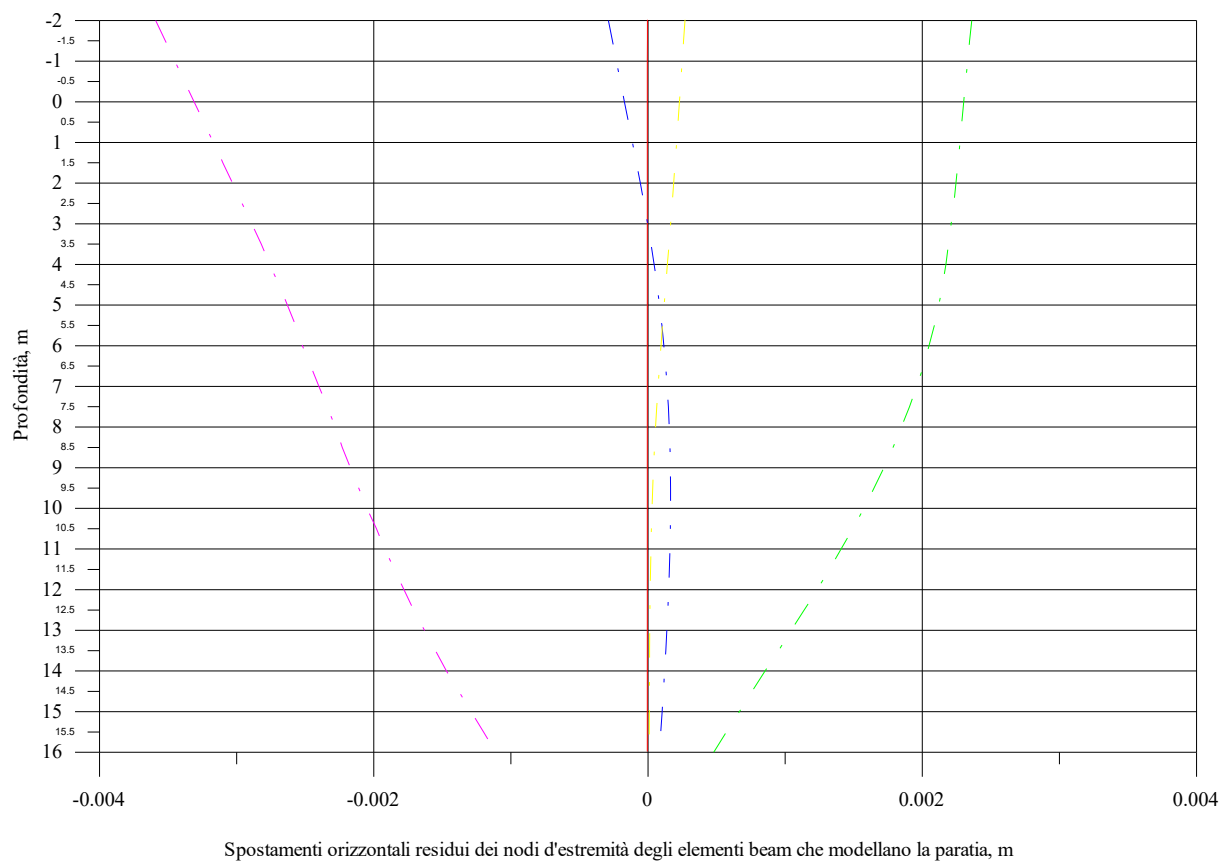
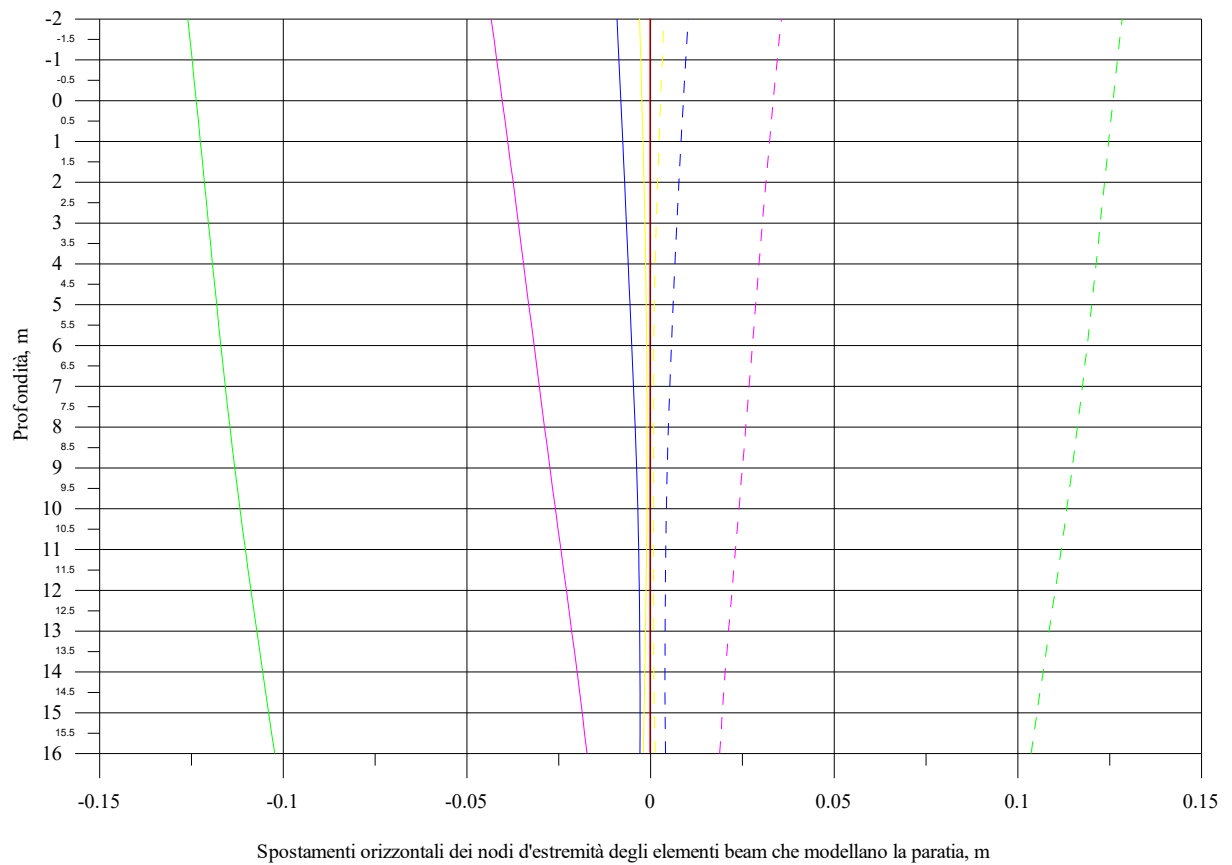


Fig. 3.23 Spostamenti estremi e residui dell'inclusione

---

### 3.6 Inclusione 2+8

---

Le prove successive sono state condotte impiegando il modello di una inclusione avente uno sviluppo totale pari a 10 metri due dei quali fuori terra.

Tra gli obbiettivi c'era evidentemente quello di testare l'influenza sulla risposta di questa grandezza che nel caso delle paratie avevamo constatato essere non trascurabile.

Inizialmente abbiamo peraltro condotto una serie di analisi nelle quali il parametro che variavamo era il numero  $n$  dei treni componenti l'input sismico.

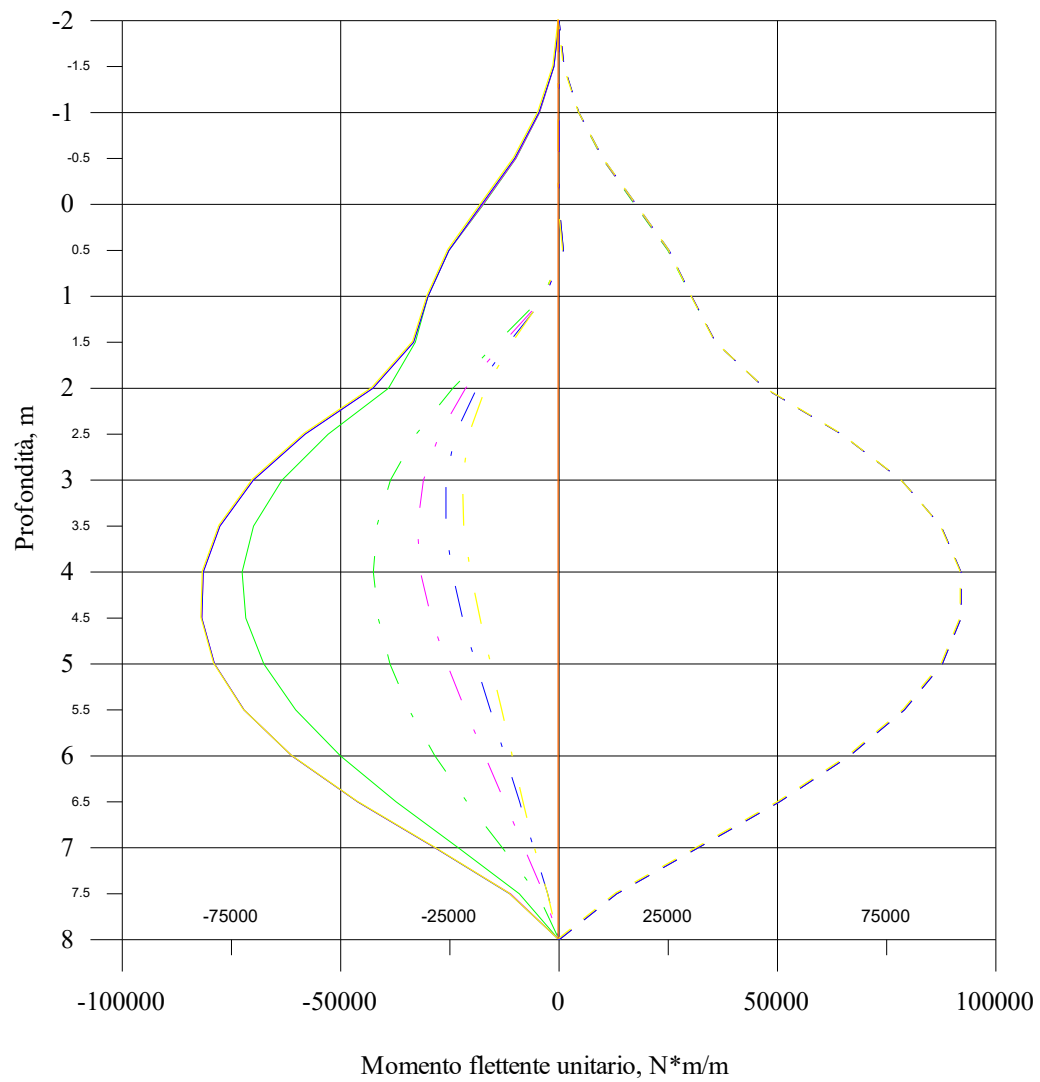
I diagrammi delle pagine seguenti mostrano come già per  $n$  pari a 3 la risposta non subisce sostanziali modifiche almeno per quanto riguarda i valori estremi dei momenti flettenti e delle tensioni orizzontali nel terreno a contatto con l'inclusione.

Al variare del numero dei treni d'onda, sono invece visibili delle differenze per quanto riguarda i valori residui delle grandezze diagrammate (cfr. Figg. 3.24, 3.25 e 3.26).

Passando all'influenza della frequenza sulla risposta ci sembra che i risultati ricalchino da un pto di vista qualitativo quelli ottenuti per l'inclusione 2+16.

Rispetto al caso precedente, l'importanza progettuale delle frequenze più alte appare addirittura maggiore ma è chiaro che in una valutazione di questo tipo si debba tenere conto della modestia della sollecitazione di riferimento.

Infatti, come ci aspettavamo i numeri sono decisamente minori; ad esempio, il valore di progetto del momento flettente è inferiore alla metà di quello ottenuto per l'inclusione 2+16.



Confronto per il caso di sviluppo  
dell'inclusione pari a (2+8) m

- Analisi statica
- $M_{Min}$  nto = 1
- -  $M_{Max}$  nto = 1
- .  $M_{Res}$  nto = 1
- $M_{Min}$  nto = 3
- -  $M_{Max}$  nto = 3
- .  $M_{Res}$  nto = 3
- $M_{Min}$  nto = 5
- -  $M_{Max}$  nto = 5
- .  $M_{Res}$  nto = 5
- $M_{Min}$  nto = 10
- -  $M_{Max}$  nto = 10
- .  $M_{Res}$  nto = 10

Fig. 3.24 Involupi del momento flettente nell'inclusione



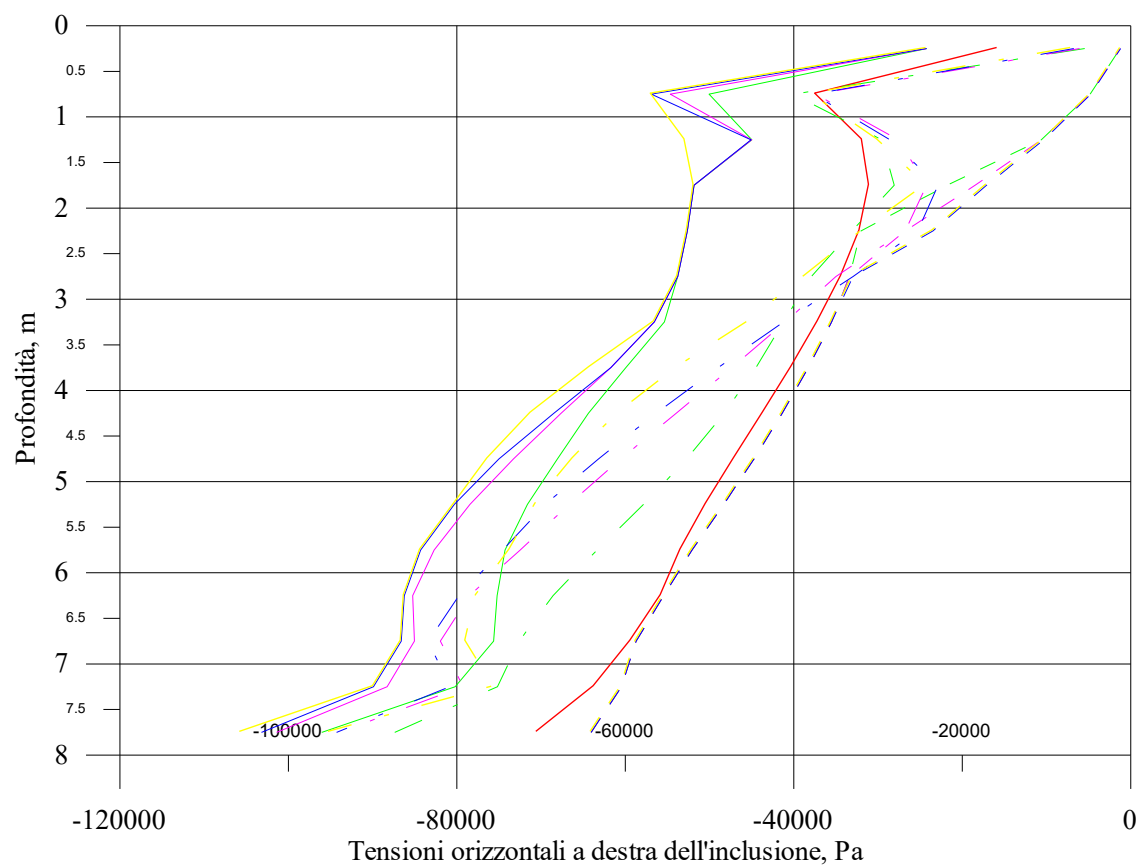
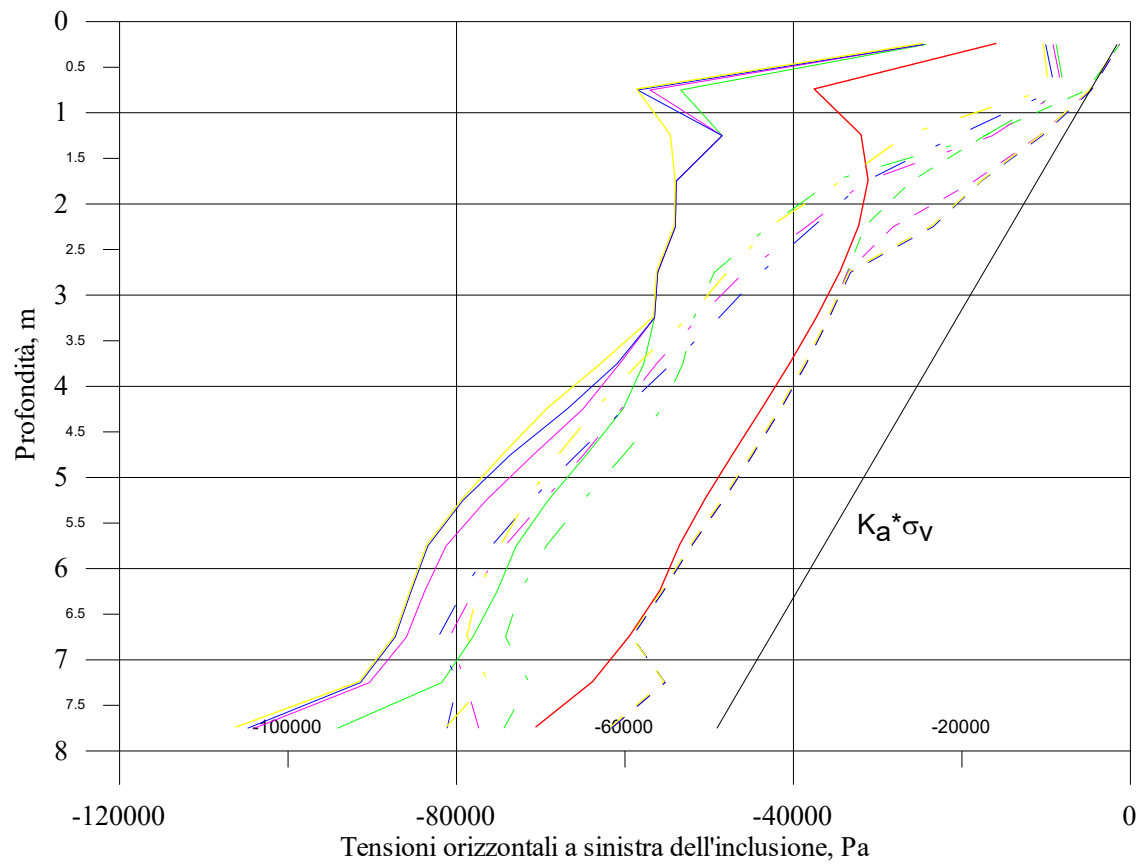


Fig. 3.25 Involuppi delle distribuzioni delle tensioni orizzontali agenti sull'inclusione

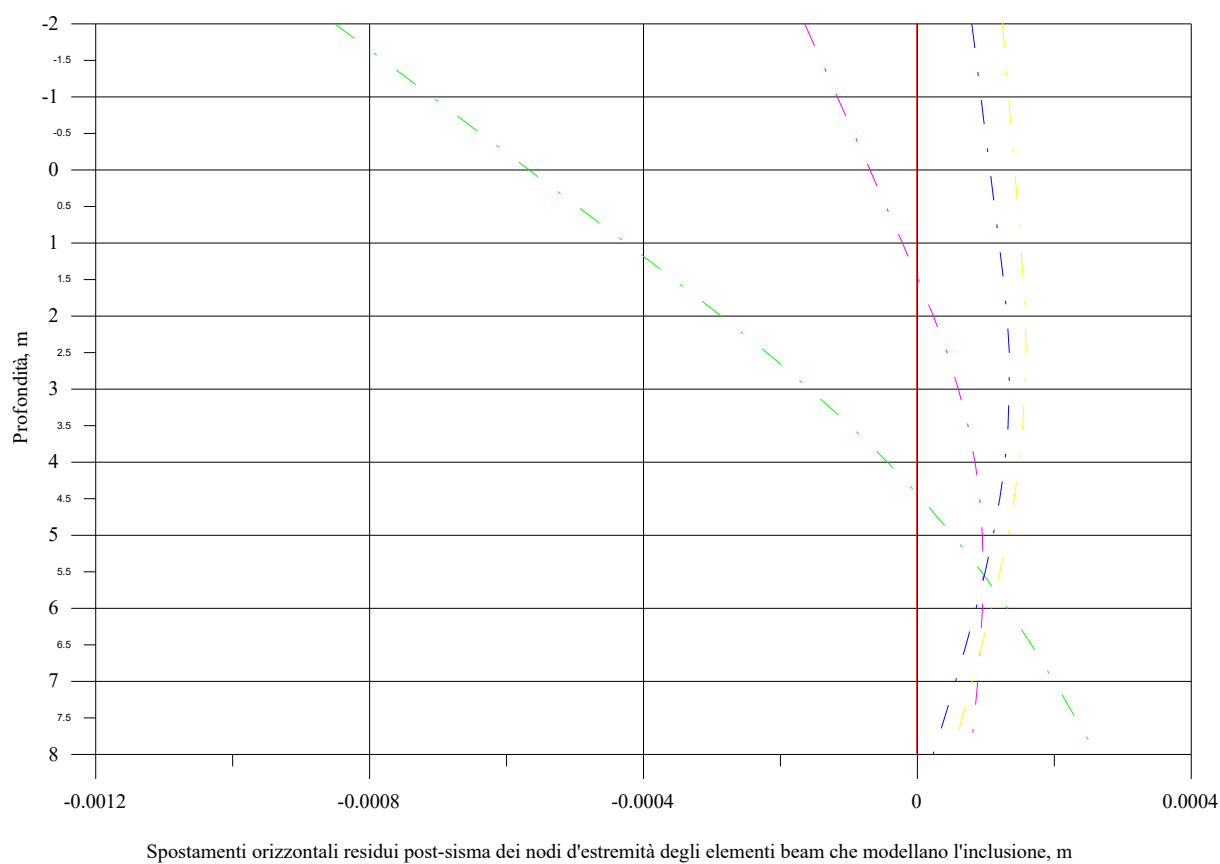
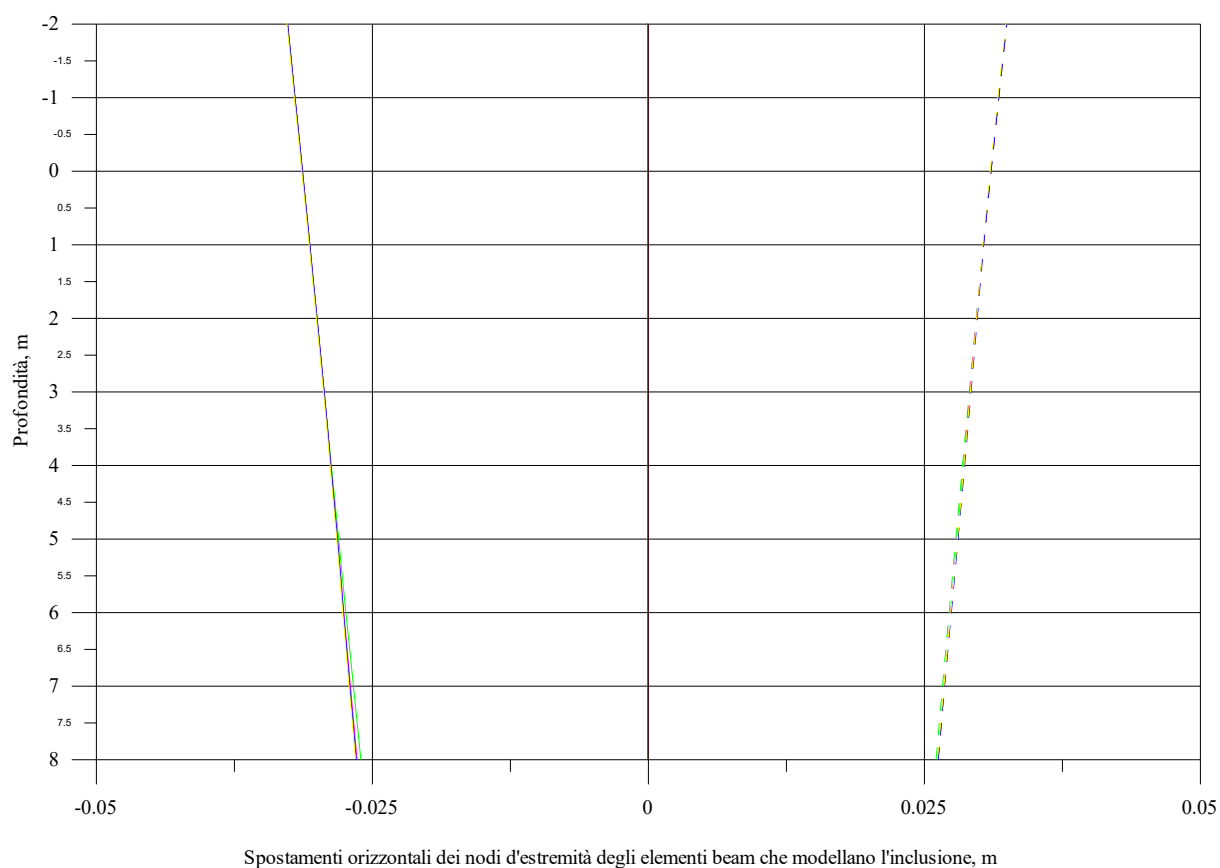


Fig. 3.26 Spostamenti estremi e residui dell'inclusione

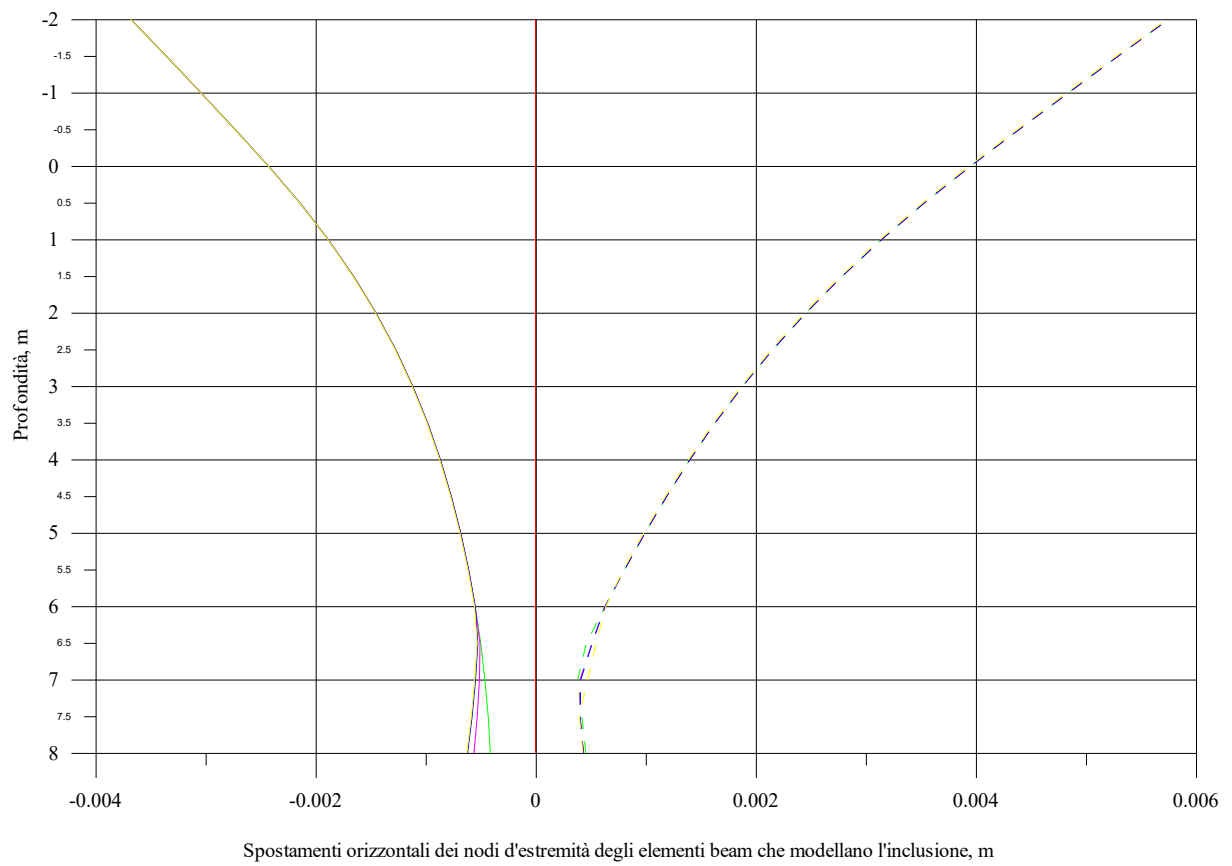


Fig. 3.27 Involuppi degli spostamenti dell'inclusione

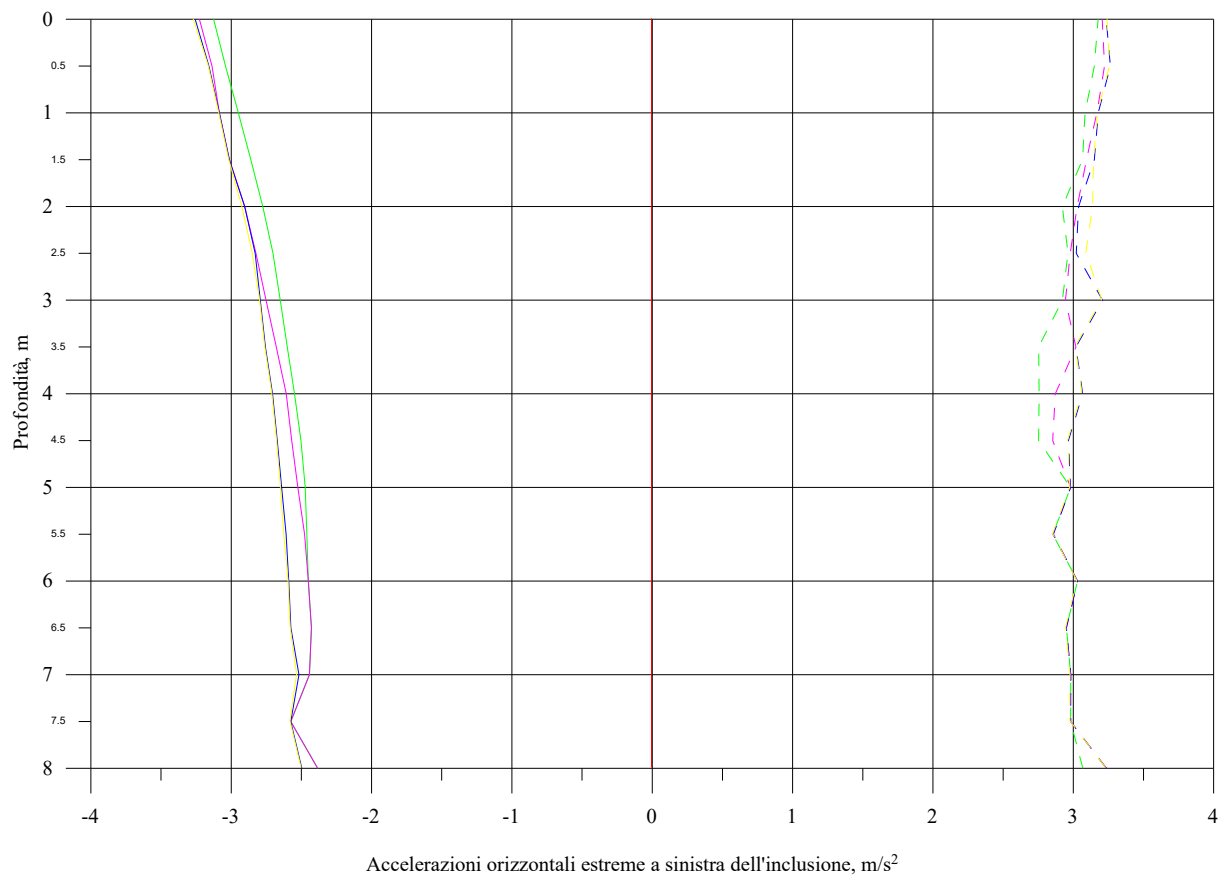
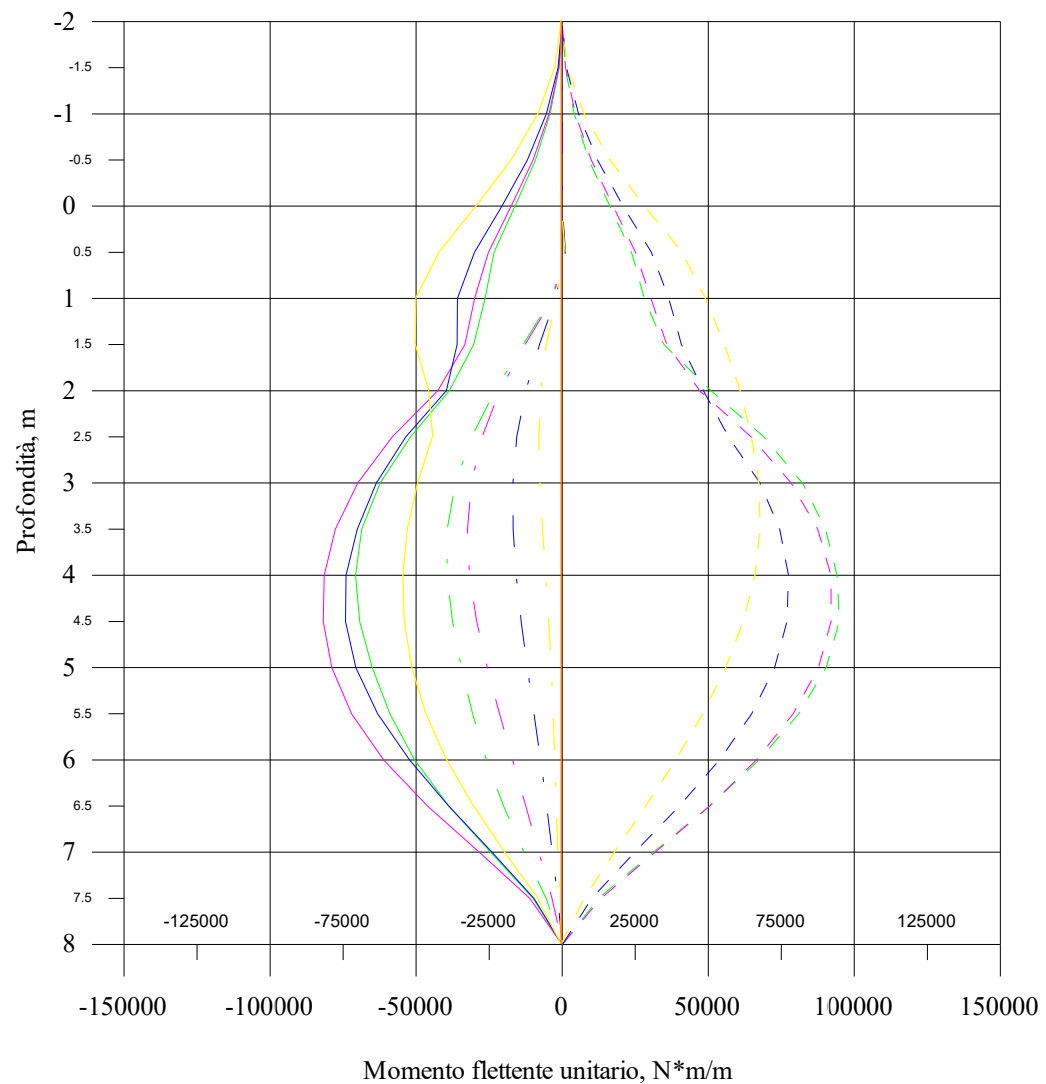


Fig. 3.28 Profili delle accelerazioni orizzontali estreme nel terreno a sinistra dell'inclusione



Confronto per il caso di sviluppo  
dell'inclusione pari a (2+8) m

- Analisi statica
- $M_{Min}$   $f=1$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=1$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=1$  Hz
- $M_{Min}$   $f=2$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=2$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=2$  Hz
- $M_{Min}$   $f=4$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=4$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=4$  Hz
- $M_{Min}$   $f=8$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=8$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=8$  Hz

Fig. 3.29 Involupi del momento flettente nell'inclusione

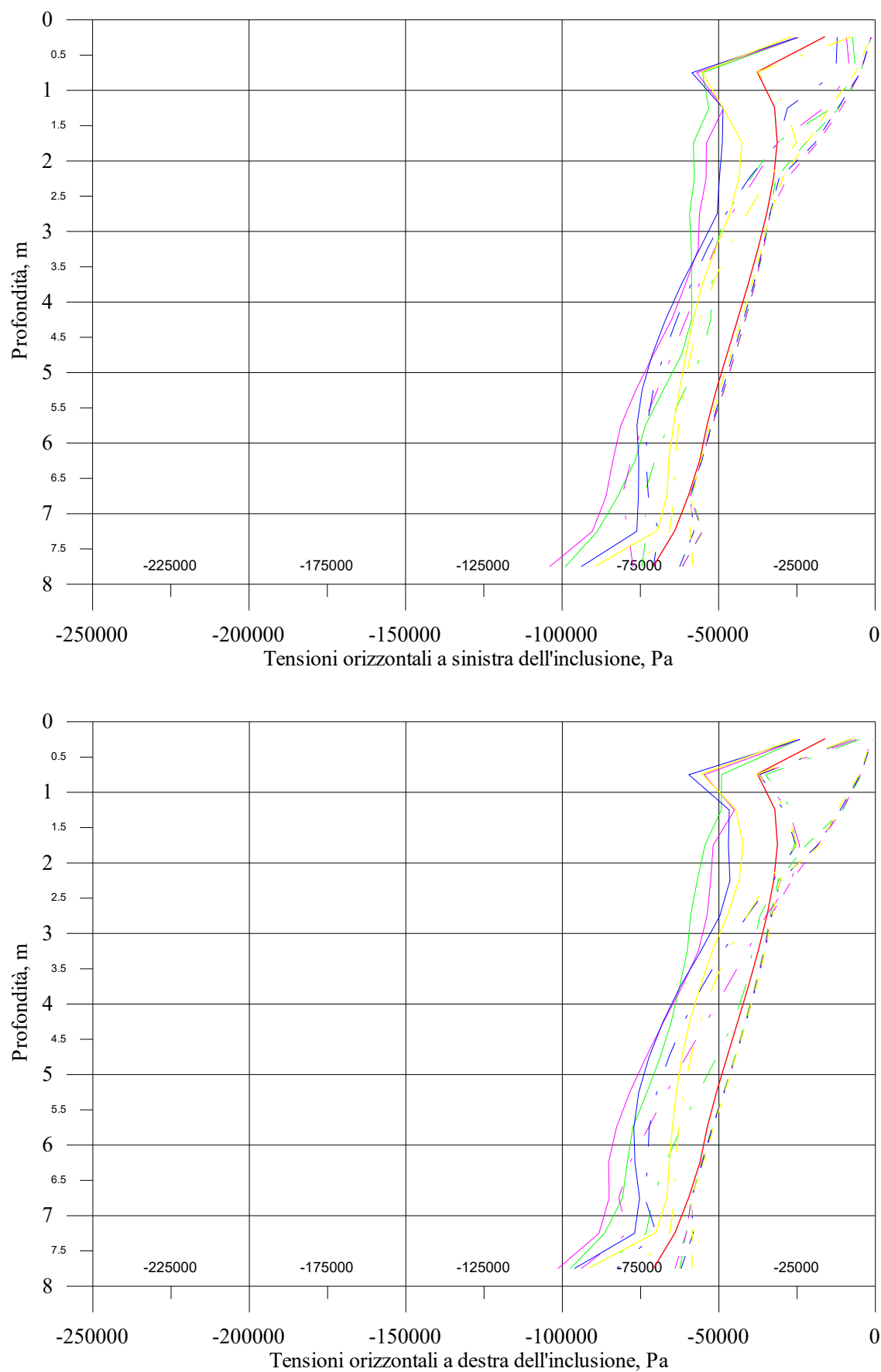


Fig. 3.30 Involuppi delle distribuzioni delle tensioni orizzontali agenti sull'inclusione

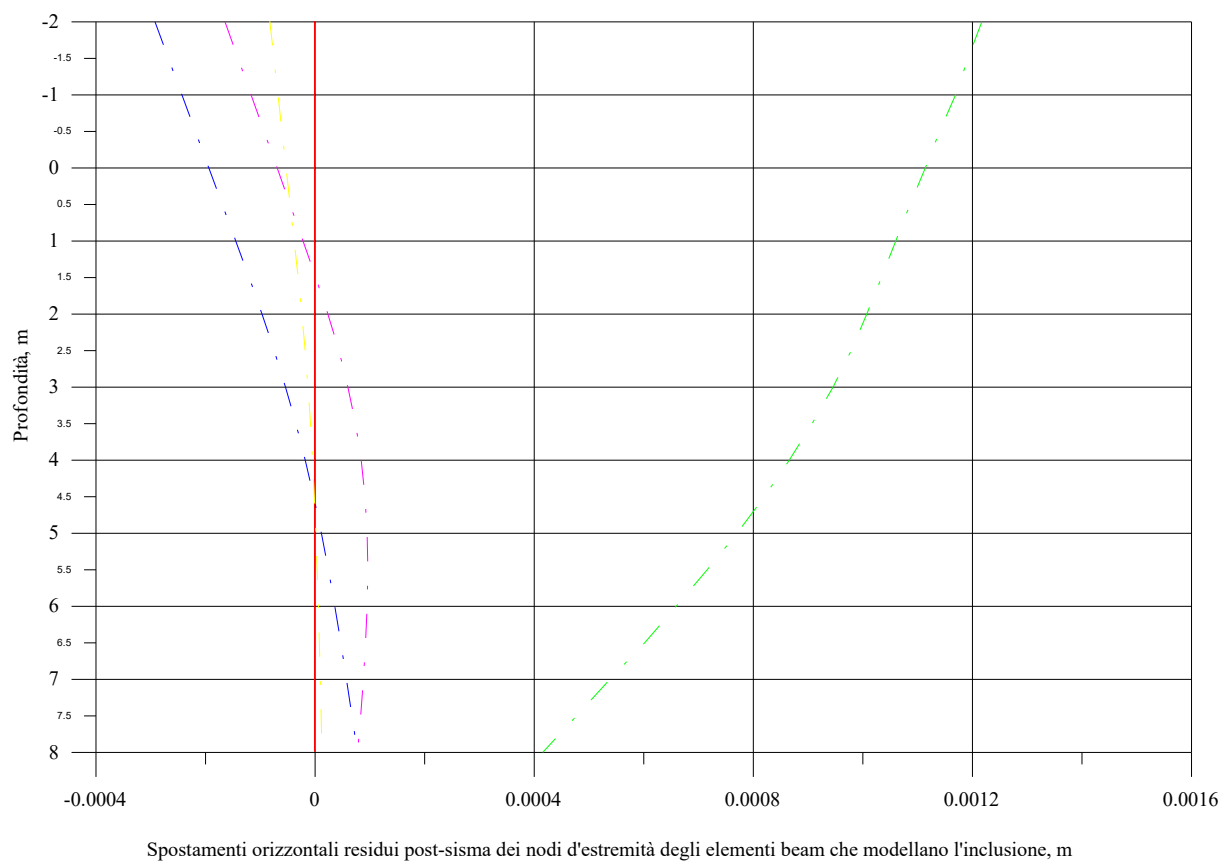
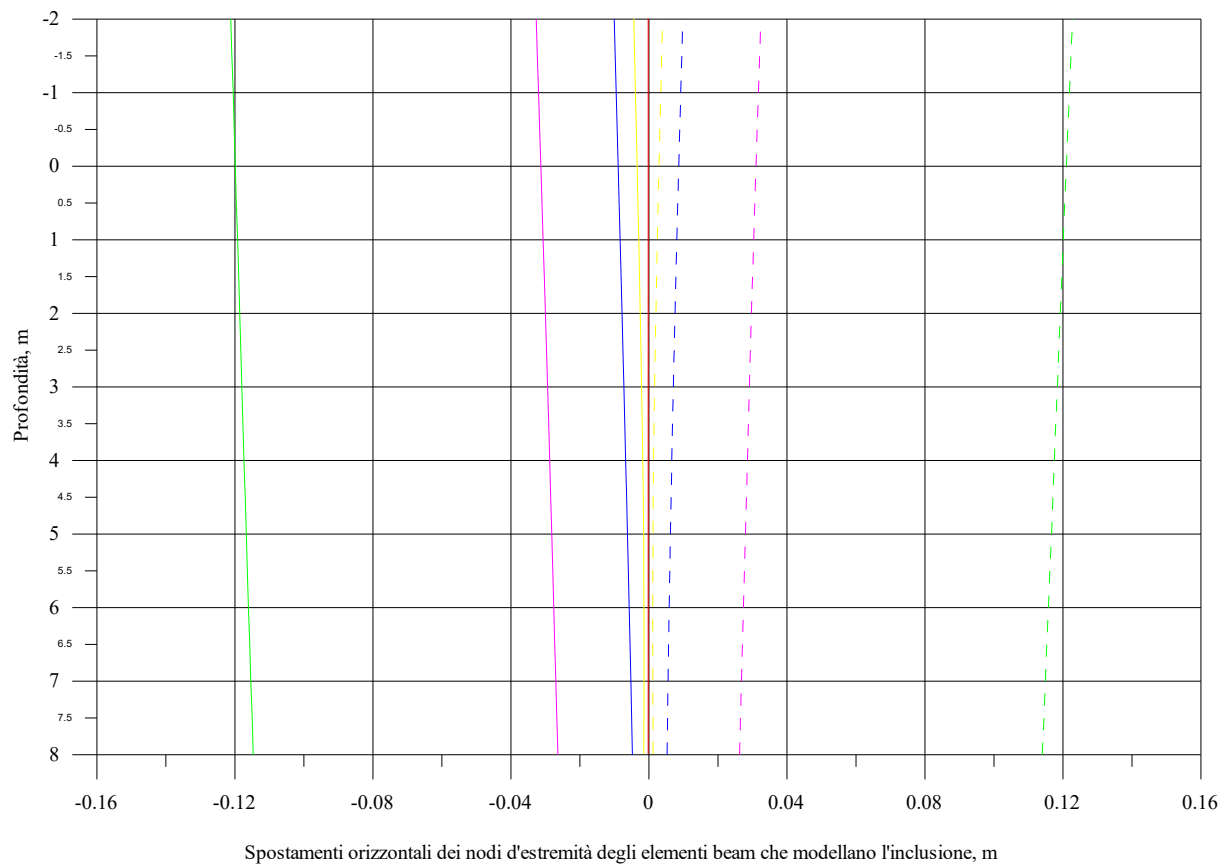


Fig. 3.31 Spostamenti estremi e residui dell'inclusione

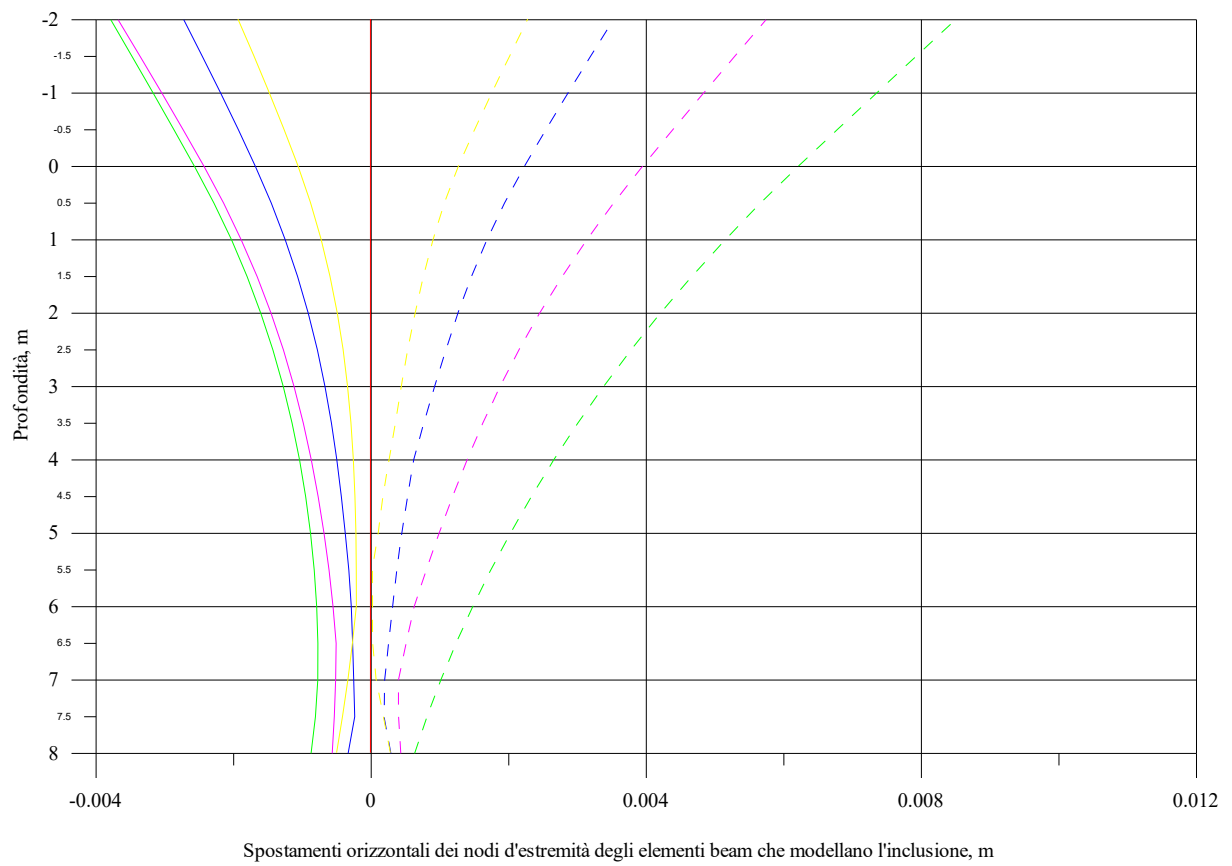


Fig. 3.32 Involuppi degli spostamenti dell'inclusione

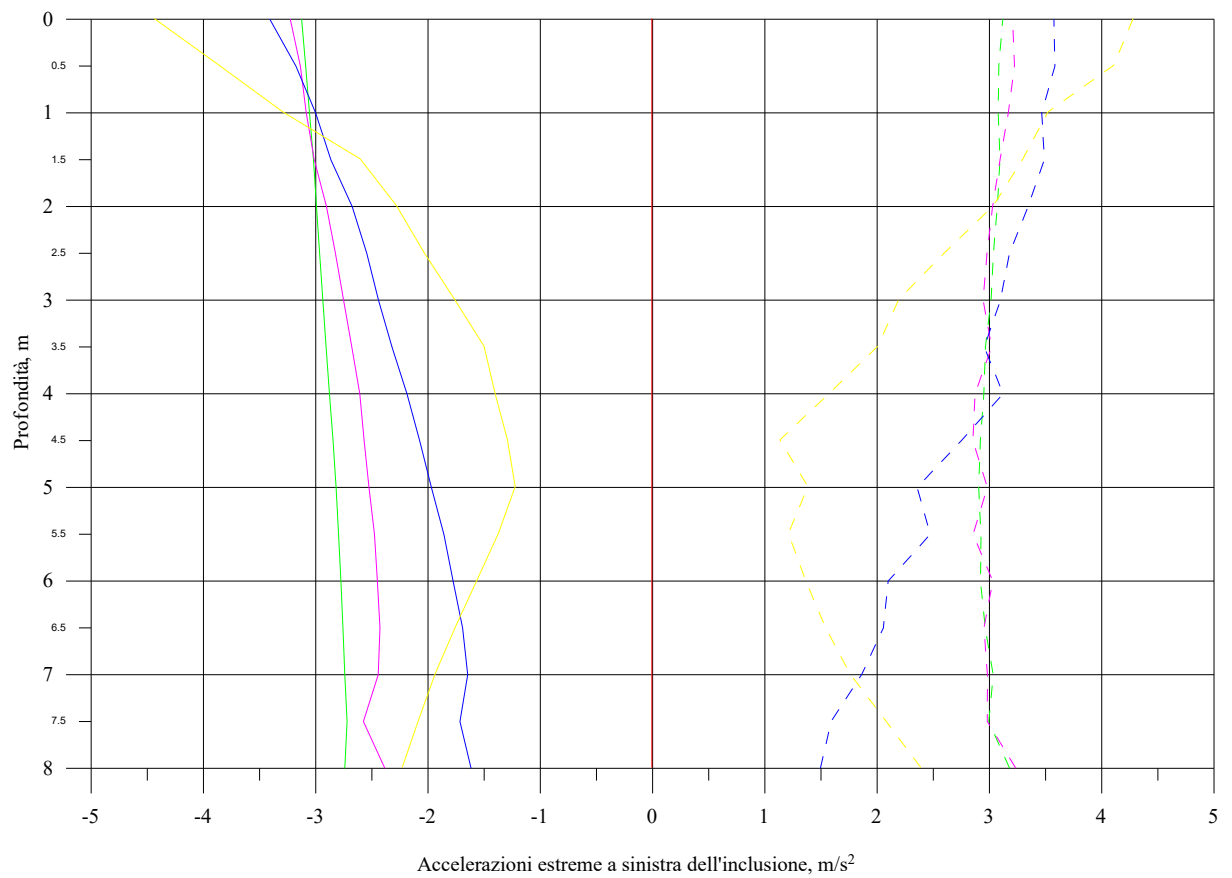


Fig. 3.33 Profili delle accelerazioni orizzontali estreme nel terreno a sinistra dell'inclusione

---

### 3.7 Inclusione 0+8

---

Il modello più testato, come anticipato al paragrafo 3.1.1, è stato quello di una inclusione di sviluppo totale pari ad 8 metri senza elementi fuori terra.

L'illustrazione dei risultati ottenuti con esso è stata pertanto suddivisa tra questo paragrafo ed il successivo.

Di seguito vengono in particolare riportati i diagrammi ricavati dalle analisi eseguite impiegando per il comportamento meccanico del terreno il modello di Mohr-Coulomb ovvero il modello elastico.

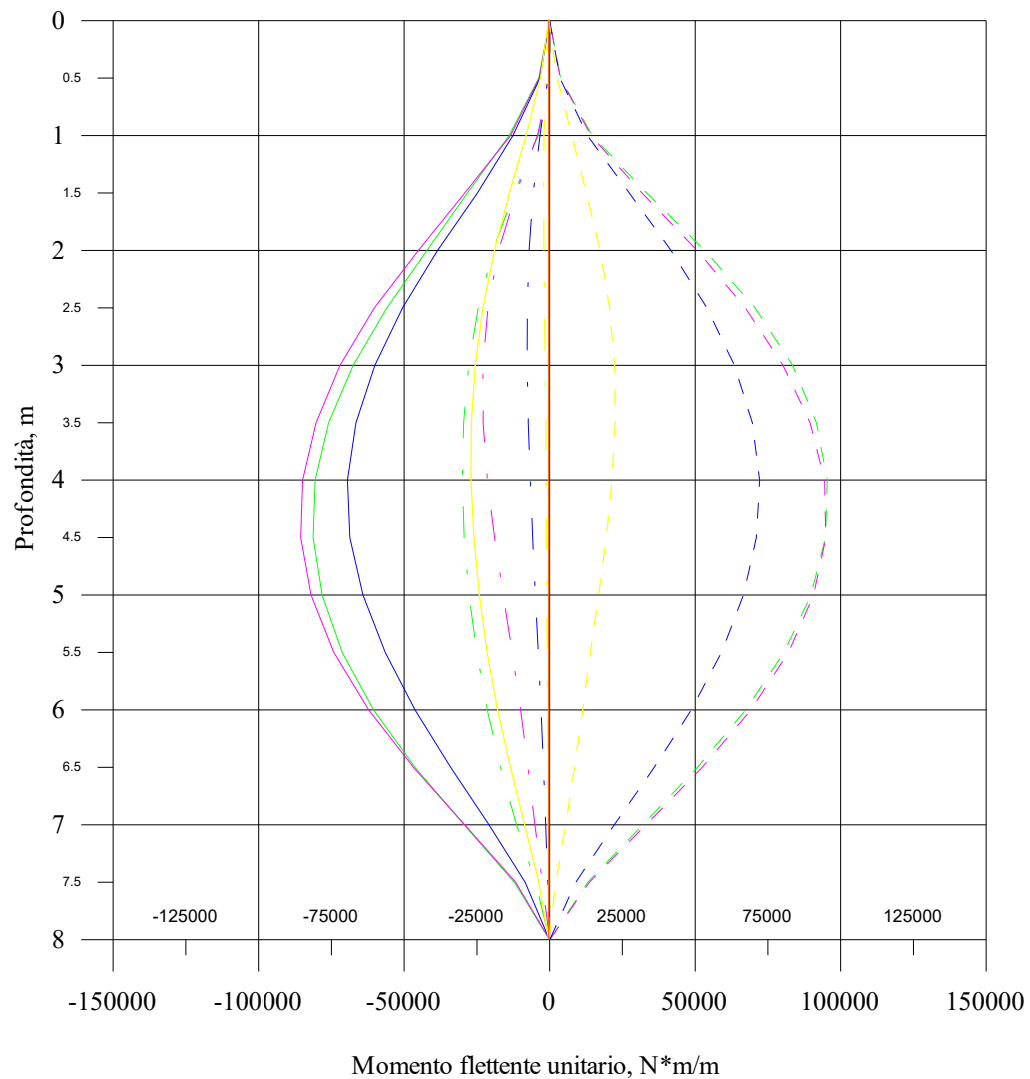
Il confronto tra i risultati ricavati utilizzando i due differenti modelli è stato di un certo interesse visto che:

- la dipendenza della risposta dalla frequenza è risultata più marcata nel caso di impiego del modello elastico, più marcata nel senso di più vicina alle nostre aspettative; è chiaro altresì che l'elemento di spicco del confronto è l'osservazione dell'influenza del modello di comportamento meccanico sulla dipendenza in esame;
- il modello elastico appare essere più cautelativo con differenze, ad esempio, in ragione del 40 % circa in termini del valore di progetto del momento flettente.

Altrettanto interessante ci è sembrato riflettere su come la risposta venga modificata dalla presenza degli elementi fuori terra. A questo scopo è stato utile riferirsi ai diagrammi del paragrafo precedente.

Notiamo come alla pratica coincidenza del valore di progetto del momento flettente corrisponda una risposta alle alte frequenze dell'input sismico senz'altro peggiore nel caso dell'inclusione con una parte emersa. Il fenomeno investe peraltro l'intero sviluppo della stessa.





- Analisi statica
- $M_{Min}$  f=1 Hz
- - -  $M_{Max}$  f=1 Hz
- . -  $M_{Res}$  f=1 Hz
- $M_{Min}$  f=2 Hz
- - -  $M_{Max}$  f=2 Hz
- . -  $M_{Res}$  f=2 Hz
- $M_{Min}$  f=4 Hz
- - -  $M_{Max}$  f=4 Hz
- . -  $M_{Res}$  f=4 Hz
- $M_{Min}$  f=8 Hz
- - -  $M_{Max}$  f=8 Hz
- . -  $M_{Res}$  f=8 Hz

Fig. 3.34 Modello di Mohr-Coulomb, involucri del momento flettente nell'inclusione

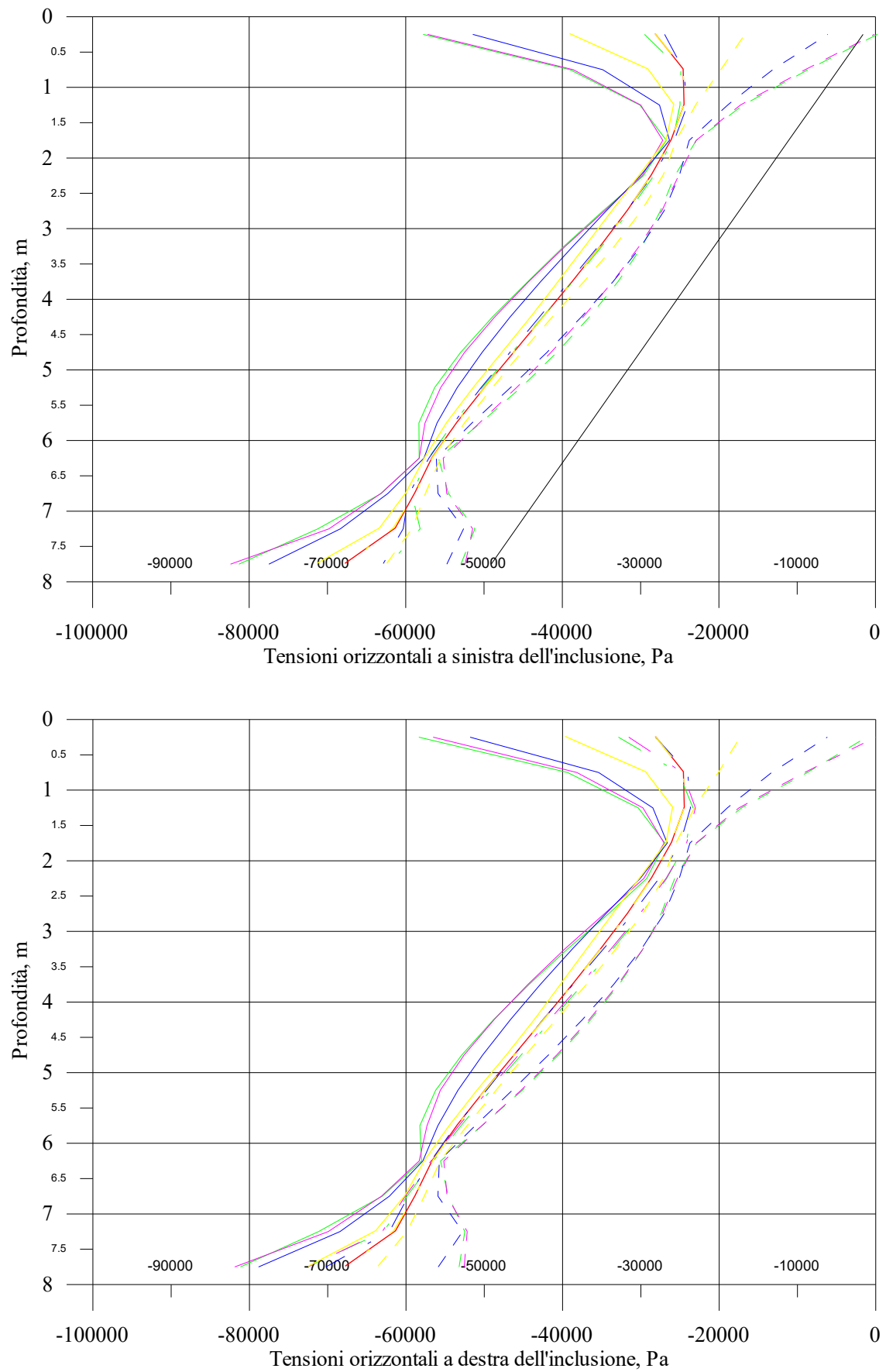


Fig. 3.35 Modello M-C, involucri delle distribuzioni delle tensioni orizzontali agenti sull'inclusione

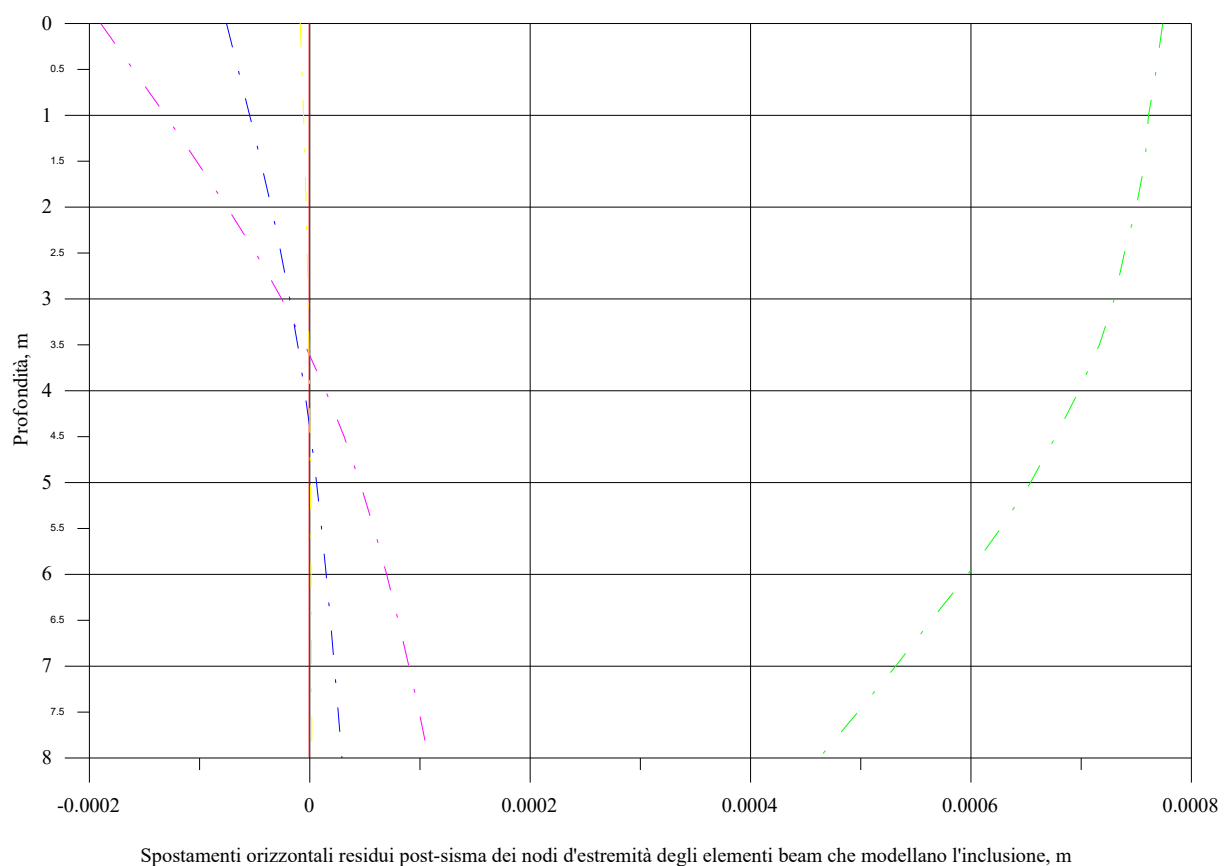
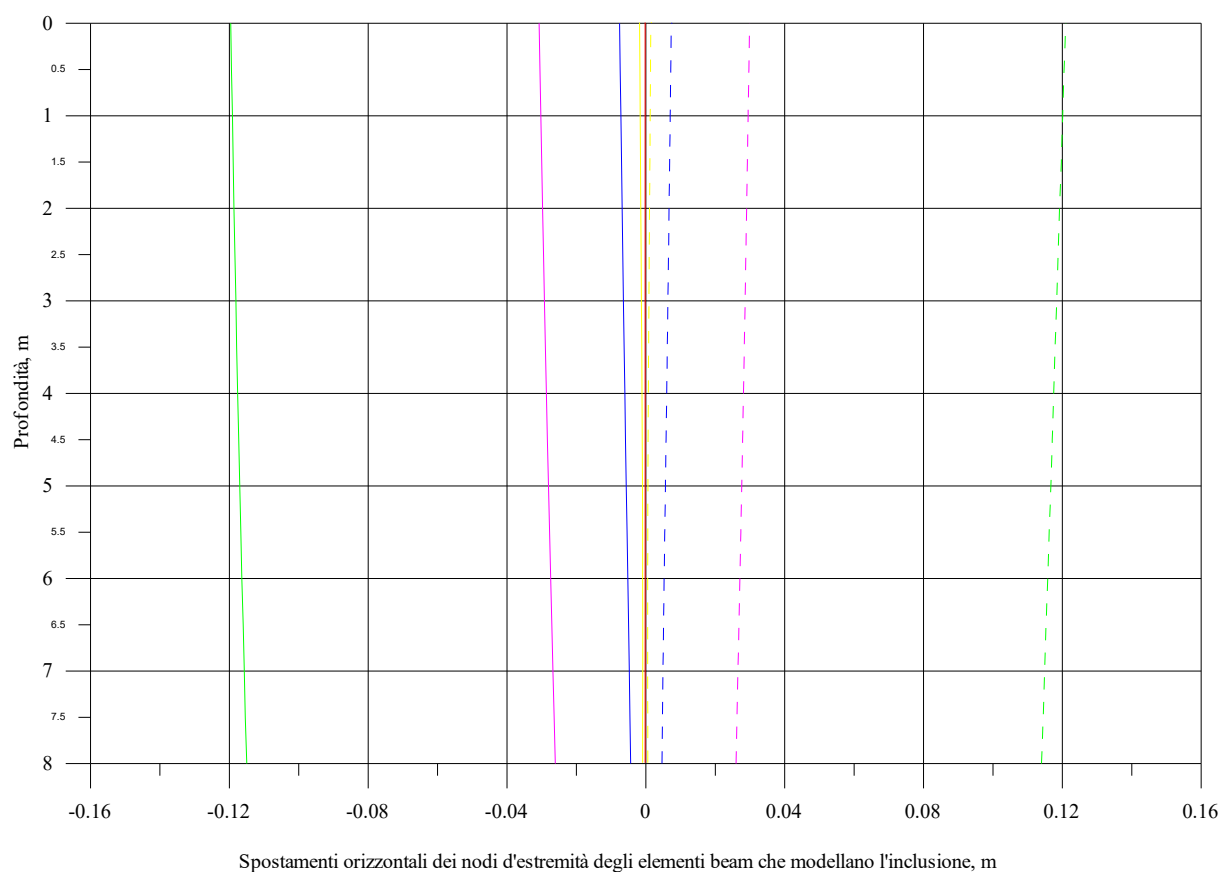
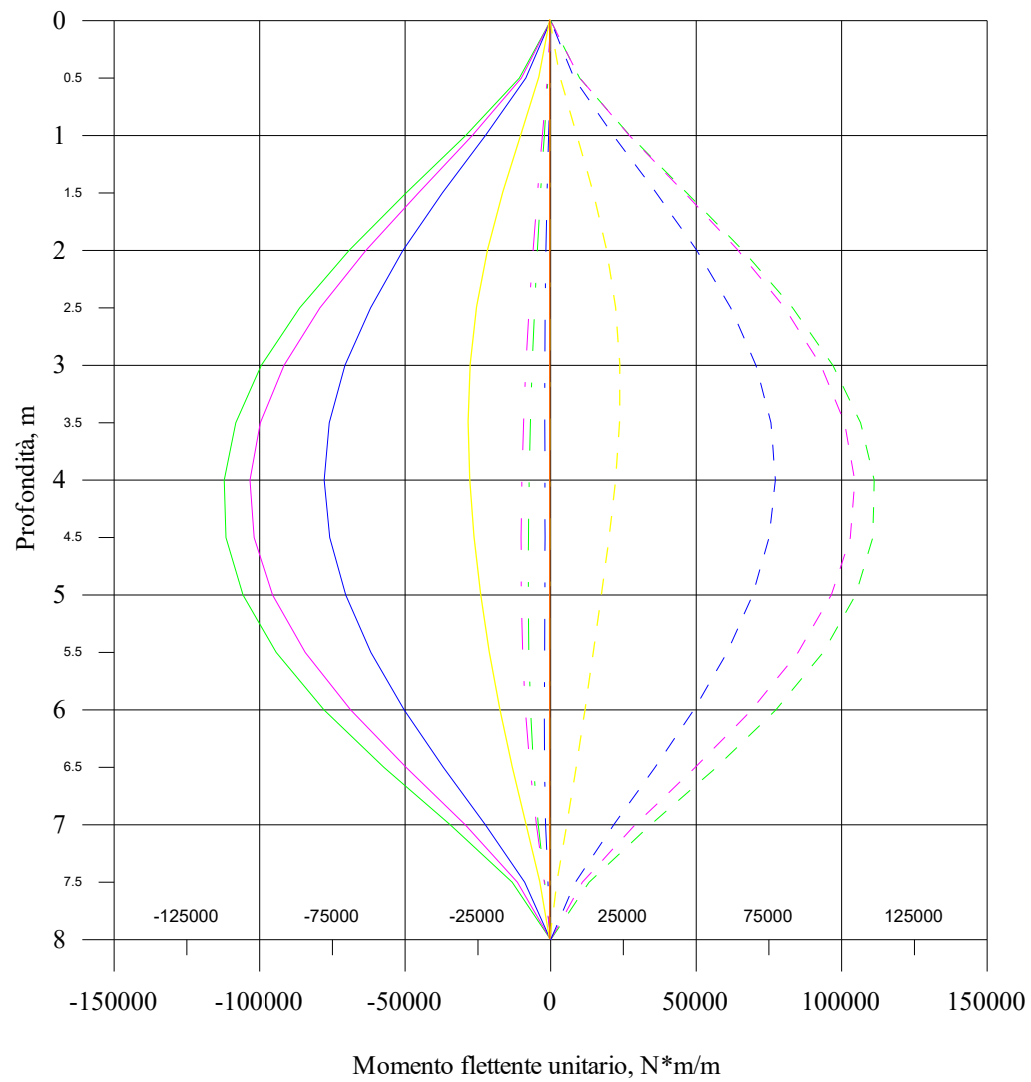


Fig. 3.36 Modello M-C, spostamenti estremi e residui dell'inclusione



Confronto per il caso di sviluppo  
dell'inclusione pari ad 8 m

- Analisi statica
- $M_{Min}$  f=1 Hz
- - -  $M_{Max}$  f=1 Hz
- . -  $M_{Res}$  f=1 Hz
- $M_{Min}$  f=2 Hz
- - -  $M_{Max}$  f=2 Hz
- . -  $M_{Res}$  f=2 Hz
- $M_{Min}$  f=4 Hz
- - -  $M_{Max}$  f=4 Hz
- . -  $M_{Res}$  f=4 Hz
- $M_{Min}$  f=8 Hz
- - -  $M_{Max}$  f=8 Hz
- . -  $M_{Res}$  f=8 Hz

Fig. 3.37 Modello elastico, involucri del momento flettente nell'inclusione

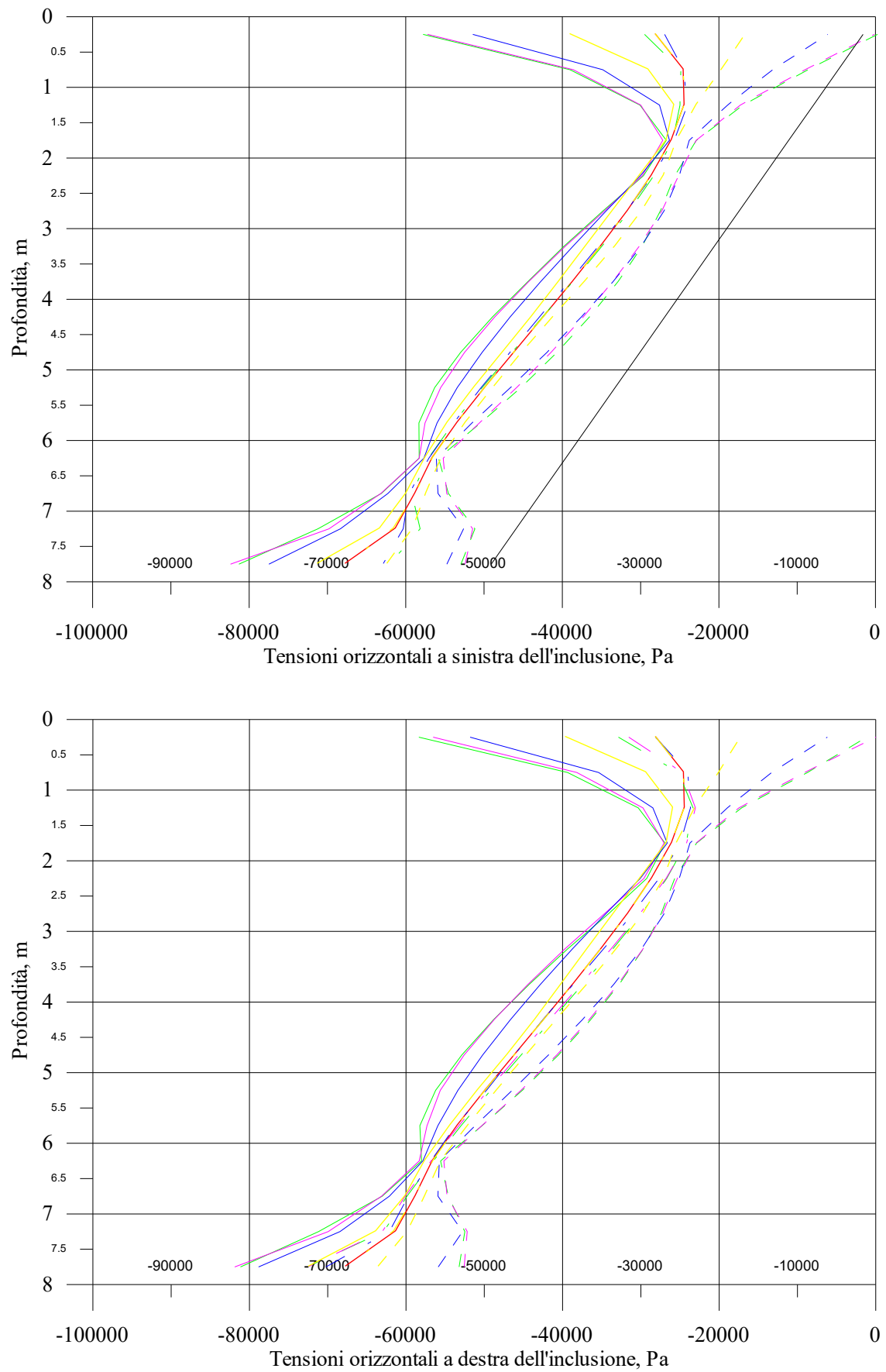


Fig. 3.38 Modello elastico, involucri delle distribuzioni delle tensioni orizzontali agenti sull'inclusione

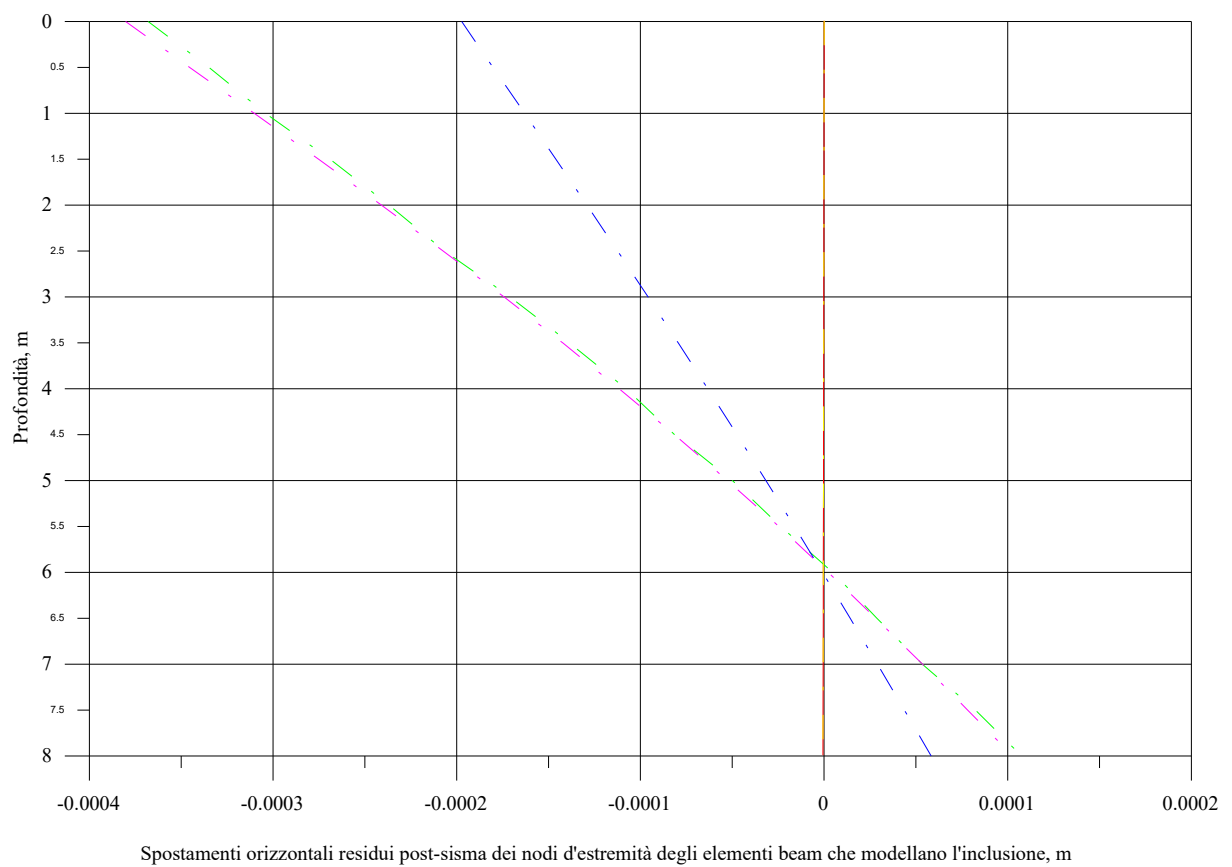
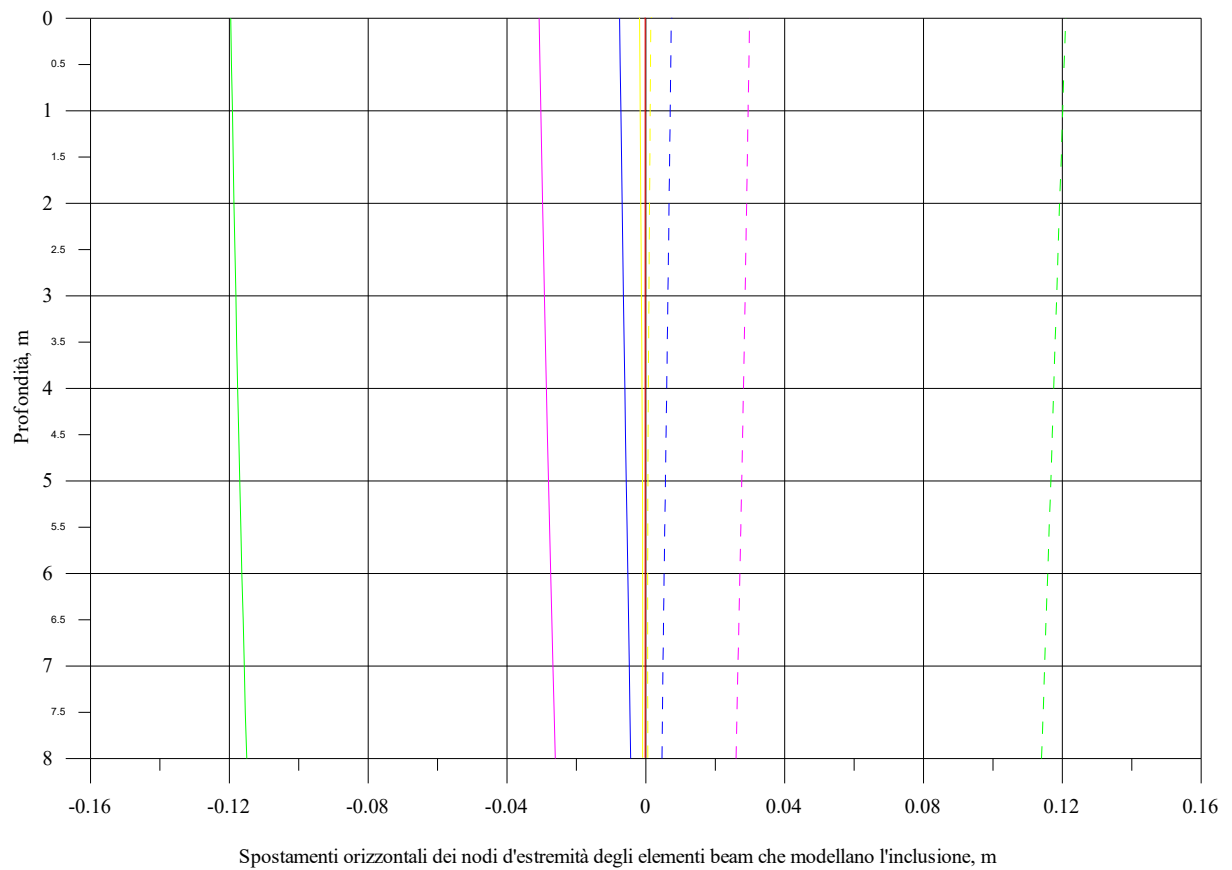


Fig. 3.39 Modello elastico, spostamenti estremi e residui dell'inclusione

### 3.8 Inclusione 0+8

#### 3.8.1 Introduzione

I modelli di cui si riferisce in questo paragrafo sono ancora dei modelli di una inclusione di sviluppo pari ad 8 metri senza elementi fuori terra.

Per motivi che saranno chiariti in seguito la dimensione orizzontale della mesh è stata però ridotta a 30 metri a partire dai 100 dei modelli precedenti. In ogni caso i modelli sono del tipo di quello nella Figura 3.40.

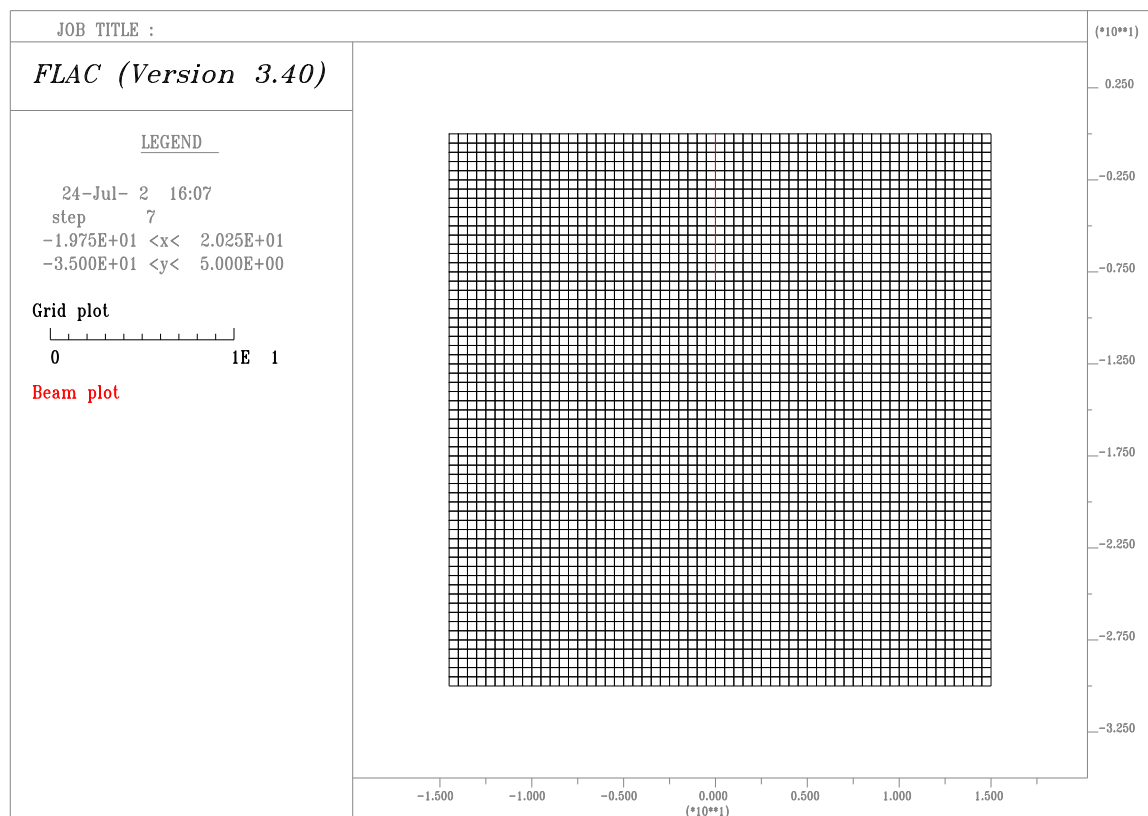


Fig. 3.40 Esempio dei modelli implementati nelle analisi di cui in questo paragrafo

Ci siamo espressi al plurale perché di fatto sono state testate con più modelli le diverse possibilità tra le quali si può scegliere in FLAC nel simulare l'intrusione di un elemento in calcestruzzo armato nel terreno.

In particolare, abbiamo dapprima (modello I) assegnato alle opportune zone del modello le proprietà fisico-meccaniche del calcestruzzo dell'inclusione. Così facendo il contatto tra

l'elemento strutturale ed il terreno origina dalla comunione dei nodi delle zone della griglia affiancate essendo comunque sprovvisto di interfacce utili alla simulazione di condizioni di aderenza mutevoli.

Non impiegando elementi beam ed assegnando rigidzze completamente diverse a zone contigue del modello nasce tuttavia il problema della forte riduzione del timestep e del conseguente accrescimento dei tempi di calcolo.

Le difficoltà maggiori si incontrano peraltro nella elaborazione dei risultati delle analisi dato che i file di uscita del programma (quelli per intenderci con estensione sav) hanno dimensioni ragguardevoli e la loro gestione è ardua se non addirittura impossibile anche con i moderni elaboratori.

Ciò spiega la scelta di cui sopra riguardo la dimensione orizzontale della mesh che si traduce in una drastica riduzione del numero di elementi e quindi dei dati immagazzinati nei file di estensione sav.

Successivamente (modello II) è stato implementato un modello con elementi beam per l'inclusione ma nuovamente sprovvisto di interfacce per la simulazione del contatto inclusione-terreno. In esso gli elementi beam interagiscono con la mesh in virtù dell'accoppiamento tra i nodi d'estremità degli elementi e quelli della griglia di identiche coordinate.

I risultati ottenuti con questi primi due modelli sono stati infine confrontati con quello che possiamo oramai definire il modello di riferimento ovvero quello (modello III) con elementi beam per la modellazione dell'inclusione ed interfacce tra questi e la mesh a simulare il contatto tra il terreno e l'elemento strutturale.

Prima di passare al commento dei risultati ottenuti c'è da aggiungere che i problemi discussi in precedenza relativi all'impiego del modello I ci hanno portato ad eseguire anche una serie di analisi nelle quali il modulo elastico del calcestruzzo impiegato è stato pari ad 1/20 di quello reale.

L'obbiettivo era evidentemente quello di ridurre il rapporto tra le rigidzze dell'elemento strutturale e del terreno così da operare con un valore del timestep ragionevole.



### 3.8.2 Risultati ottenuti

I risultati delle analisi con il modello I comprendono gli inviluppi delle tensioni orizzontali nel terreno a contatto con l'inclusione e per il caso del modello nel quale  $E_{cls}/E^*=20$  (avendo indicato con  $E^*$  il modulo del calcestruzzo impiegato) anche il diagramma con gli inviluppi degli spostamenti netti cioè depurati dei contemporanei spostamenti dei nodi della griglia del free-field corrispondenti.

Non è stato invece riportato il diagramma con gli inviluppi dei momenti flettenti sull'inclusione perché la loro costruzione richiedeva la non facile scrittura di una sub-routine in grado, in accordo con l'equazione della linea elastica

$$M = - E J v''(t) \quad (3.46)$$

di derivare due volte la funzione  $v(t)$  descritta dagli spostamenti orizzontali dell'inclusione.

Operazione da eseguire peraltro ad ogni istante di tempo e previa interpolazione degli spostamenti dei nodi d'estremità degli elementi beam.

Ad ogni modo l'impiego di una mesh quadrata così come la rinuncia agli elementi beam non modifica sostanzialmente i risultati mostrati nel paragrafo precedente.

In dettaglio, le differenze più importanti riguardano tipicamente le profondità minori, ci sembra però di poter dire che complessivamente il ricorso ai tre differenti modelli non riserva sorprese particolari.

Le analisi con il modulo del calcestruzzo effettivo propongono nuovamente la dipendenza della risposta dalla frequenza dell'input sismico già riscontrata in praticamente tutti gli studi precedenti.

Avendo impiegato per il comportamento del terreno il solo modello elastico le curve di inviluppo risultano tipicamente contenute da quelle relative alle frequenze più basse.

C'è da dire però che questa dipendenza non traspare dalle analisi con inclusione di rigidezza confrontabile con quella del terreno; questo è probabilmente l'elemento di maggior spicco della serie di analisi condotte.

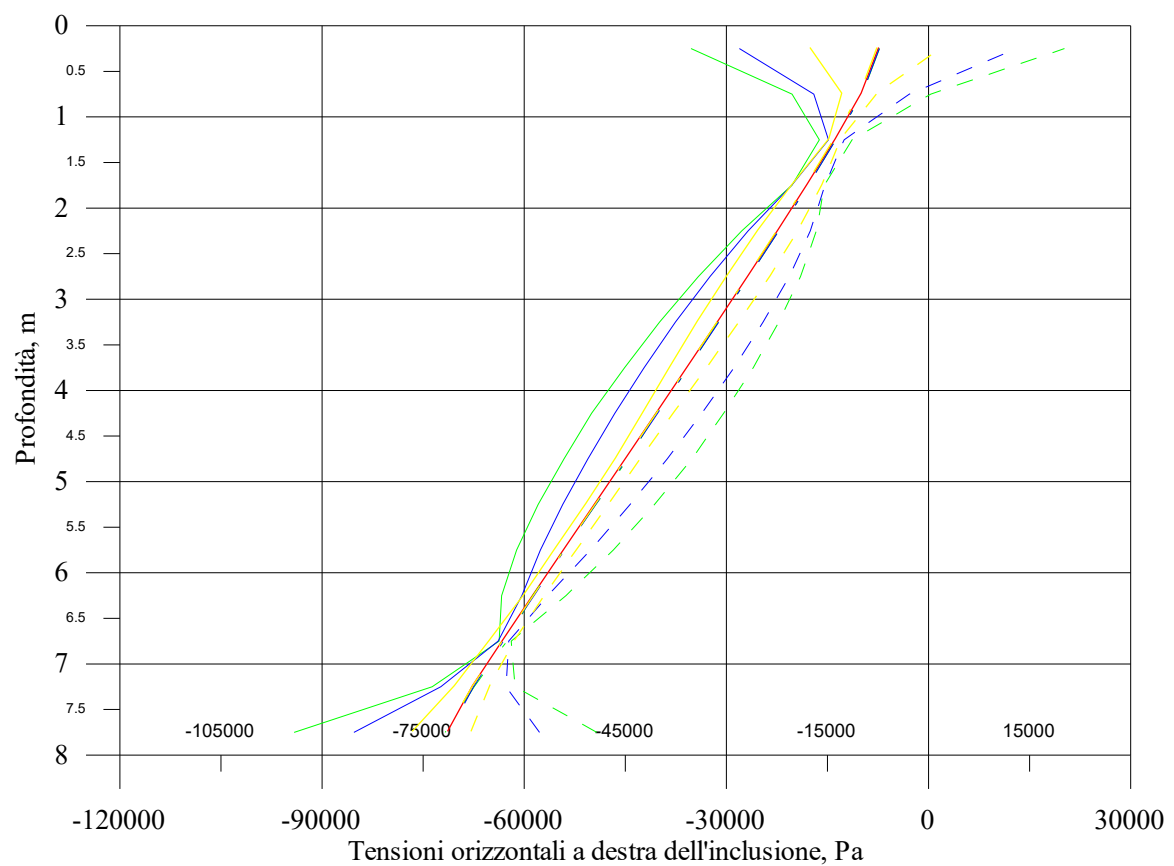
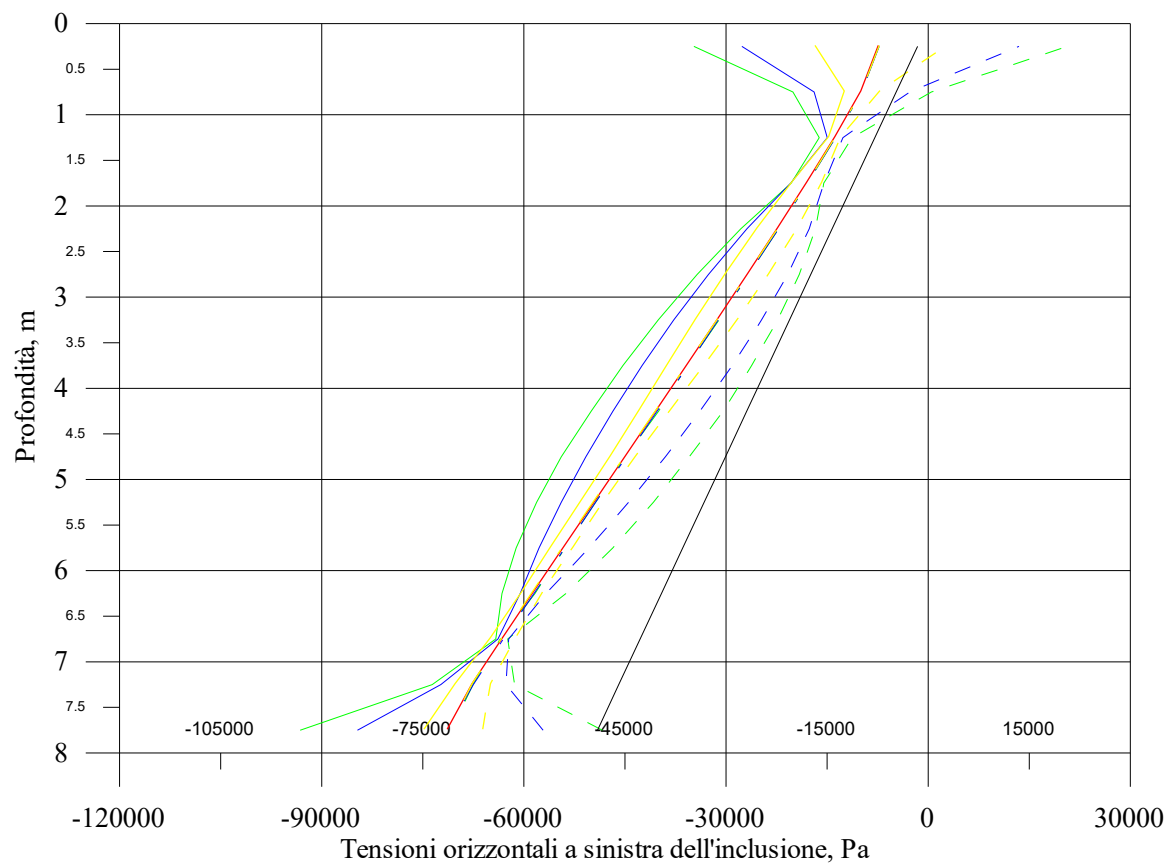
Si tratta, infatti, di un risultato del tutto confortante nel senso che consente quantomeno di escludere difetti sostanziali del software adottato e/o della schematizzazione dell'input sismico scelta. Ovviamente perché ottenuto a parità di modello del problema studiato.

Le nostre considerazioni finali sono a proposito di un confronto tra i tre modelli implementati.

Un dato di fatto è che essi forniscono risultati non uguali anche se tutto è stato pensato ed eseguito affinché così non fosse. Le differenze sono del resto apprezzabili considerato che questo studio è una parte di un lavoro di ricerca.

Ciò evidentemente, da un lato, legittima l'attenzione posta nei riguardi di tutti i dettagli di conduzione dell'analisi numerica dall'altro pone però di fronte ad un certo imbarazzo almeno nella fase di scelta del modello di riferimento.

Bisogna altresì notare che queste differenze non appaiono direttamente riconducibili alle particolarità dell'analisi dinamica, al contrario sembrano il retaggio di quanto è già visibile in campo statico. (si osservi, ad esempio, il diagramma della Figura 3.51).

Fig. 3.41 Modello I, involucri delle distribuzioni delle tensioni orizzontali agenti sull'inclusione ( $E_{cls}/E^*=1$ )

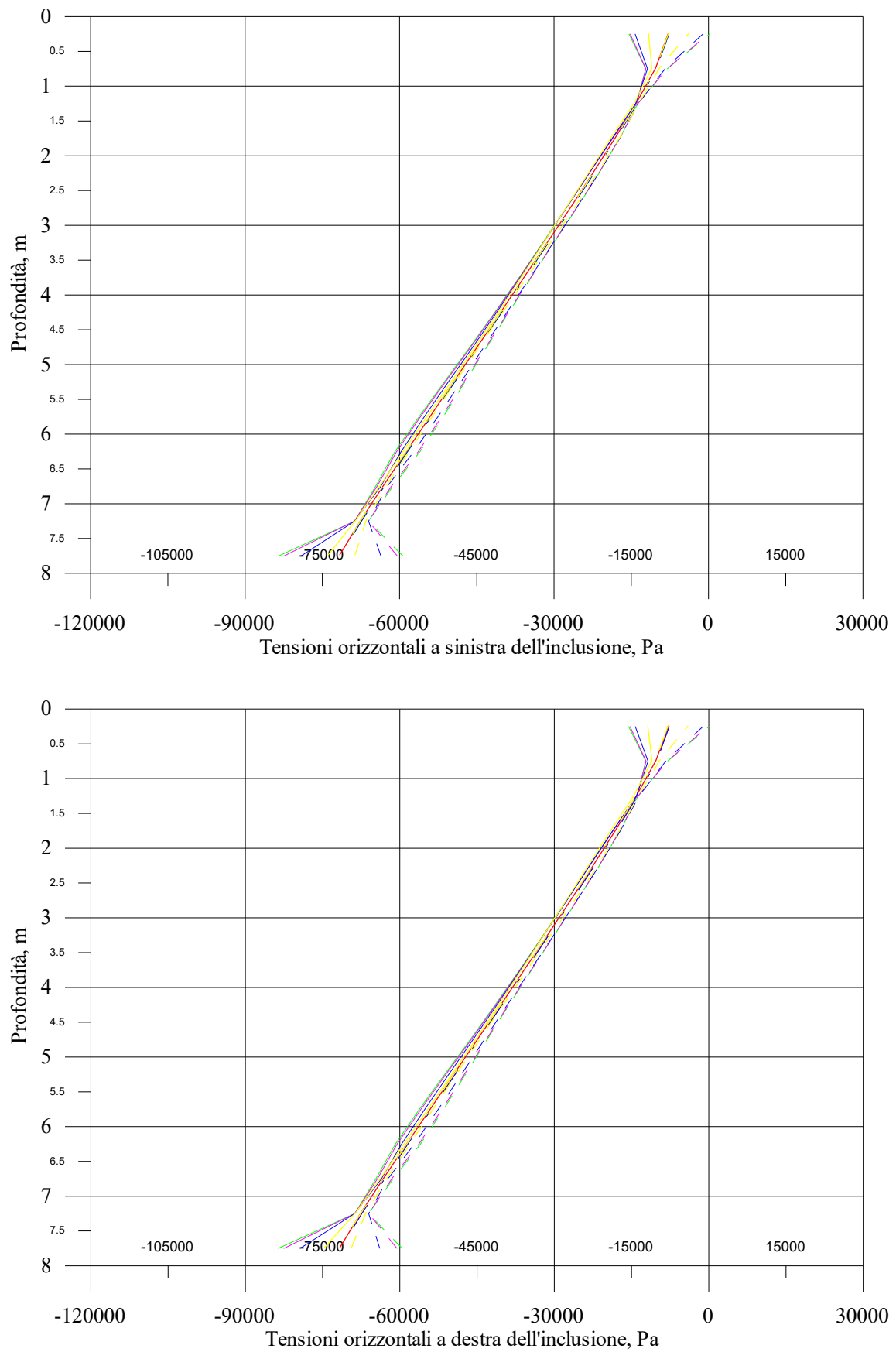
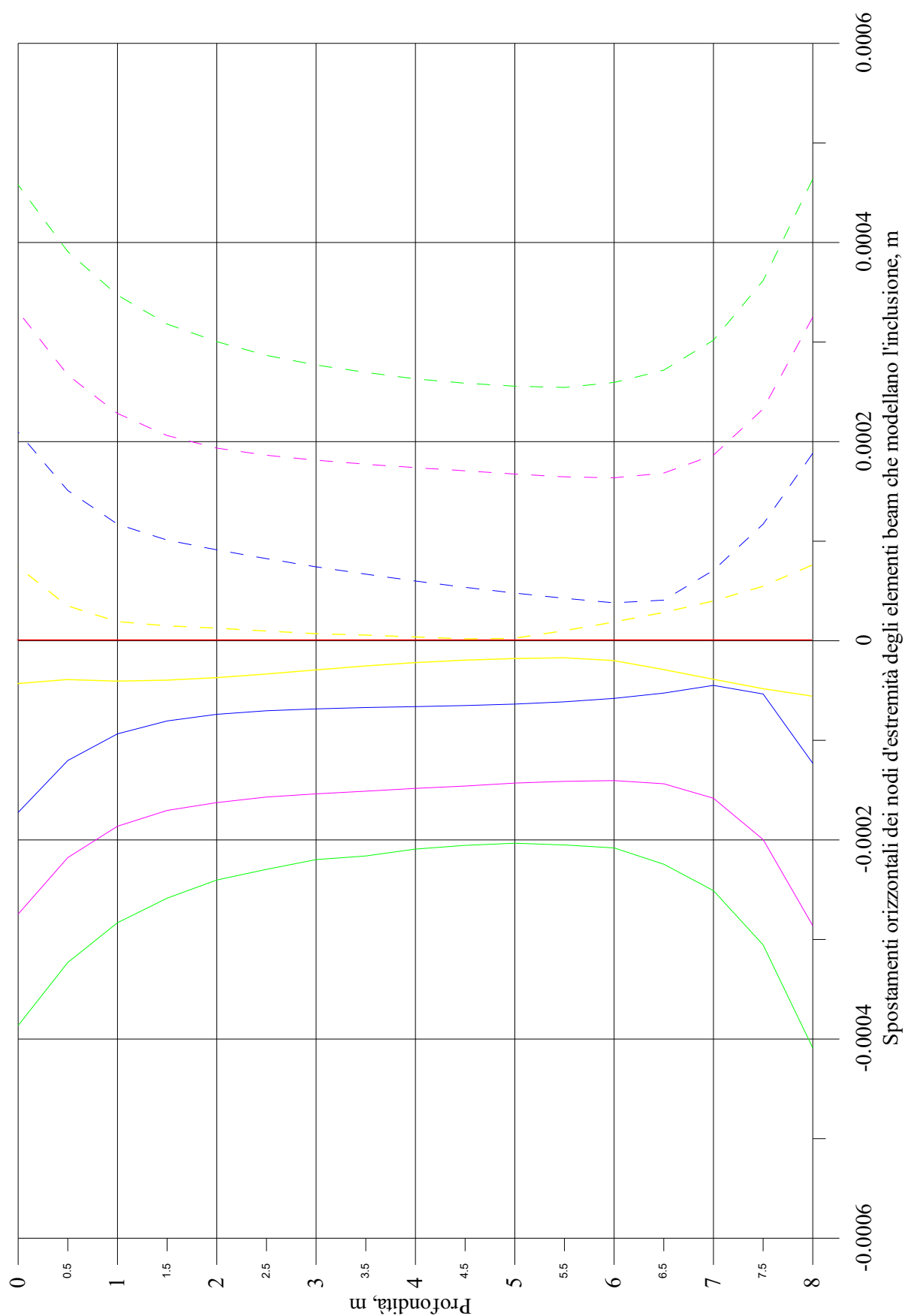
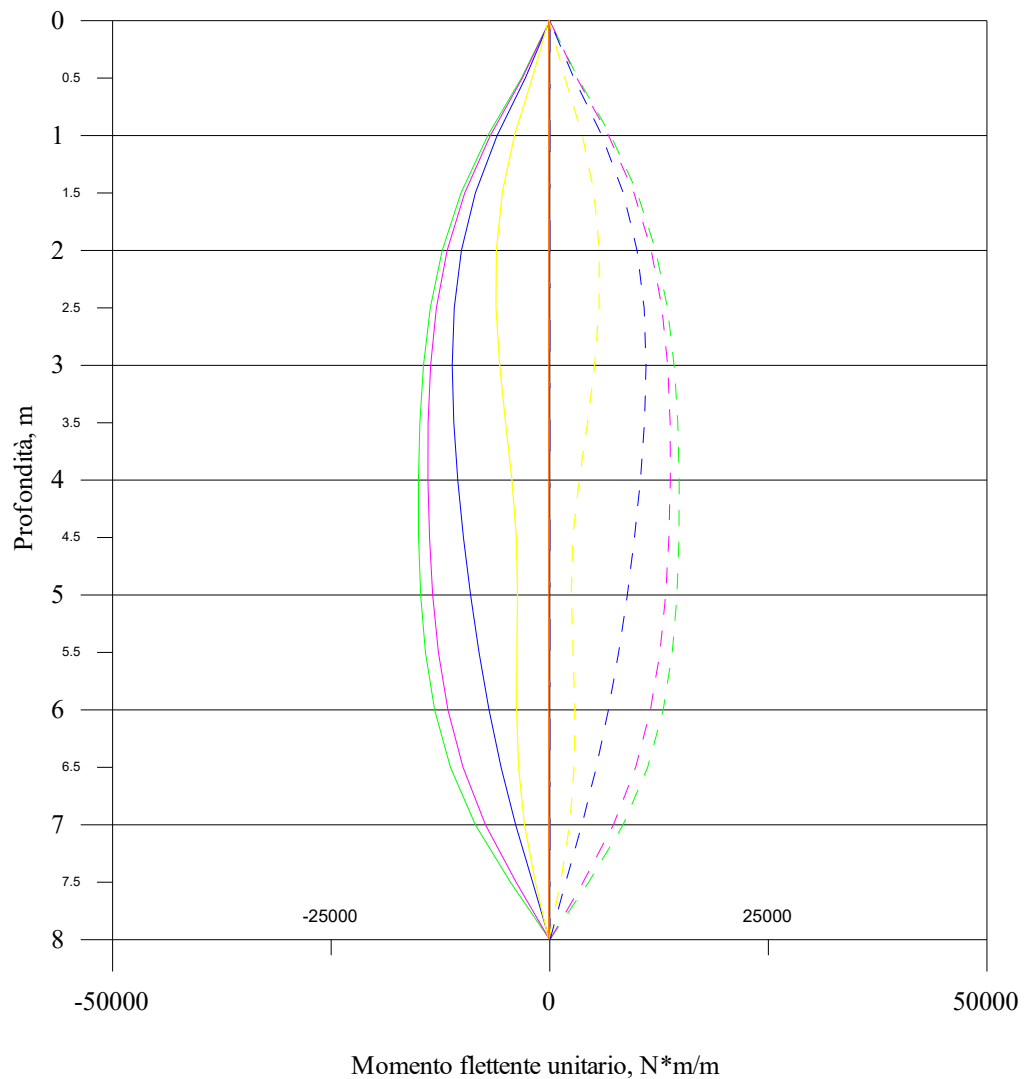


Fig. 3.42 Modello I, inviluppi delle distribuzioni delle tensioni orizzontali agenti sull'inclusione ( $E_{cls}/E^*=20$ )

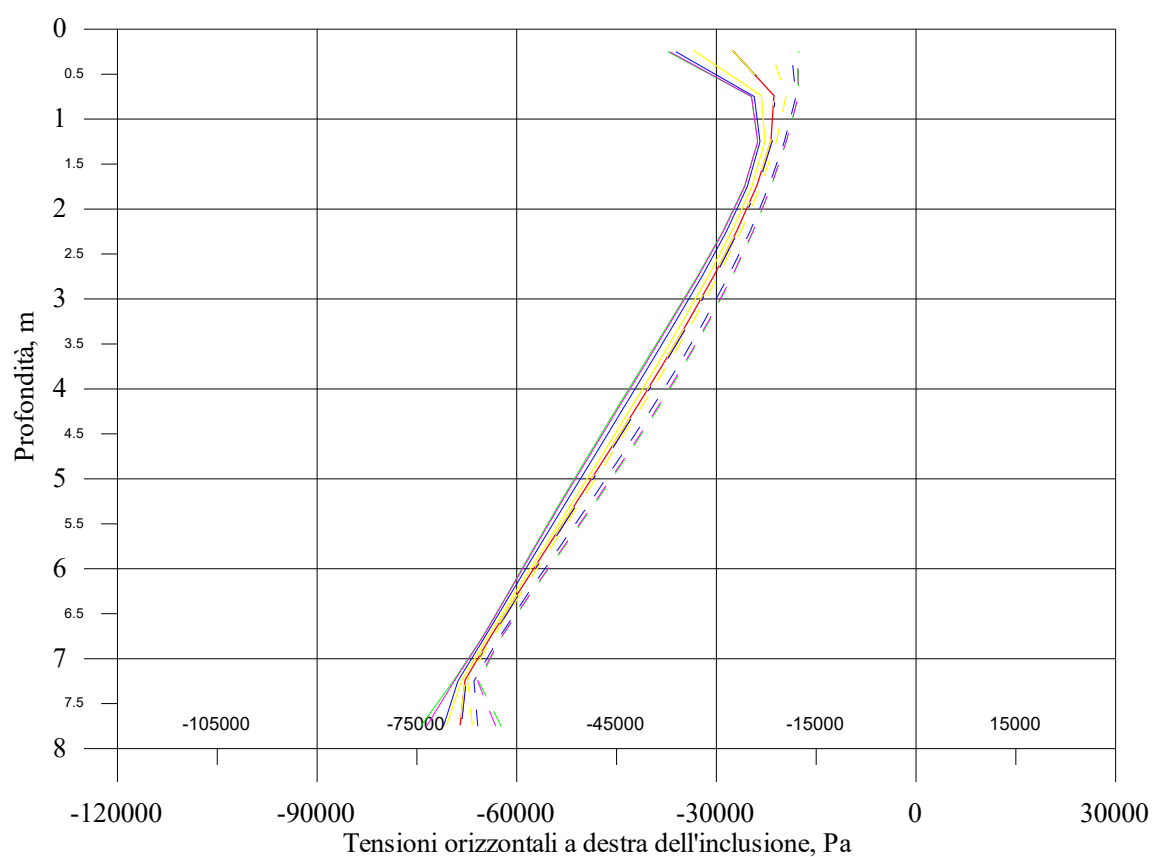
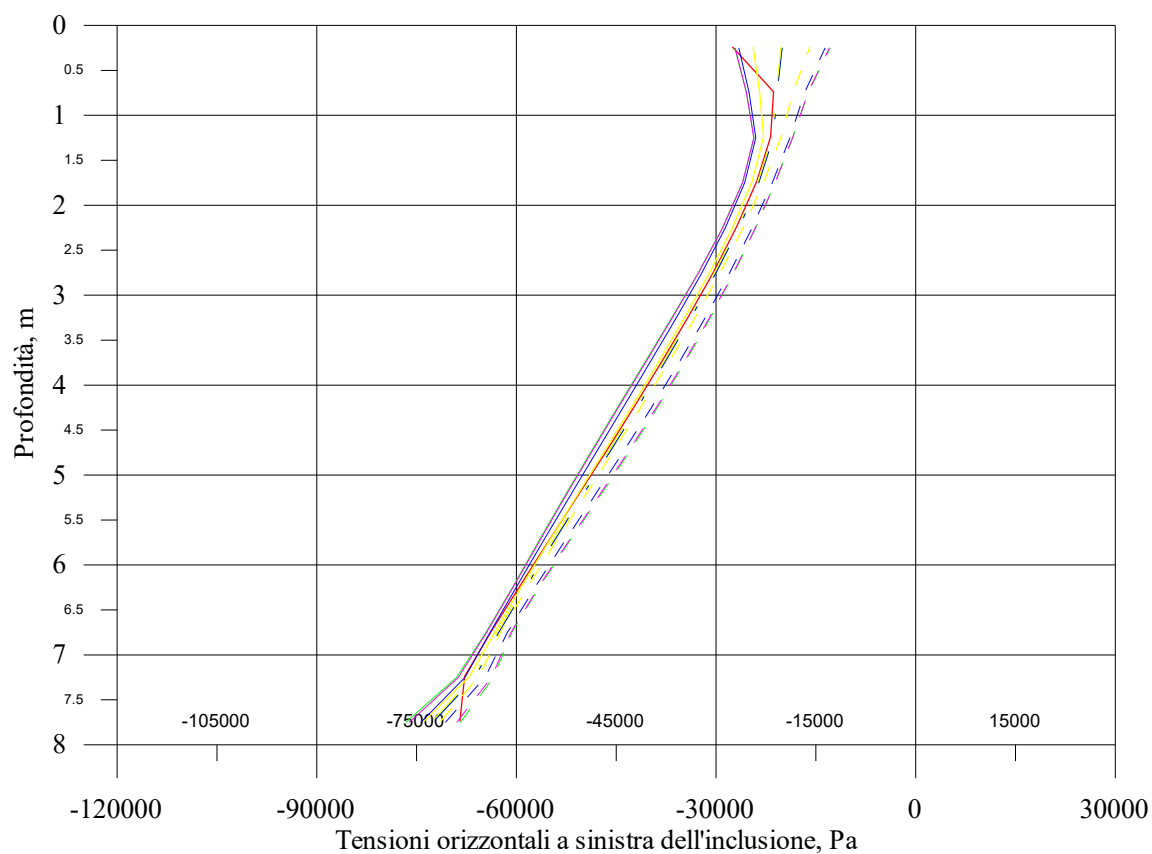
Fig. 3.43 Modello I, spostamenti estremi dell'inclusione ( $E_{cls}/E^*=20$ )

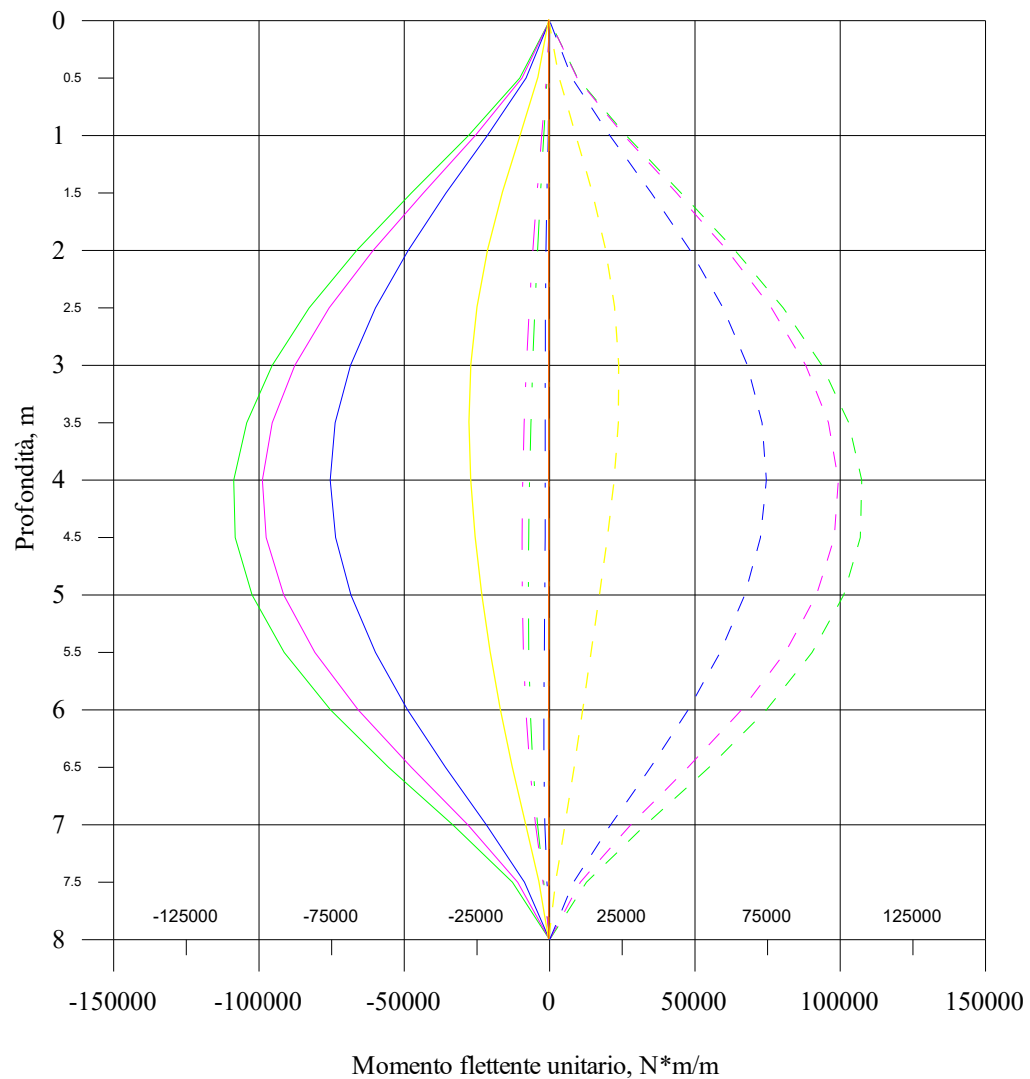


Confronto per il caso di sviluppo  
dell'inclusione pari ad 8 m

- Analisi statica
- $M_{Min}$   $f=1$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=1$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=1$  Hz
- $M_{Min}$   $f=2$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=2$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=2$  Hz
- $M_{Min}$   $f=4$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=4$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=4$  Hz
- $M_{Min}$   $f=8$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=8$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=8$  Hz

Fig. 3.44 Modello II, inviluppi del momento flettente nell'inclusione ( $E_{cls}/E^*=20$ )

Fig. 3.45 Modello II, involucri delle distribuzioni delle tensioni orizzontali agenti sull'inclusione ( $E_{cls}/E^*=20$ )

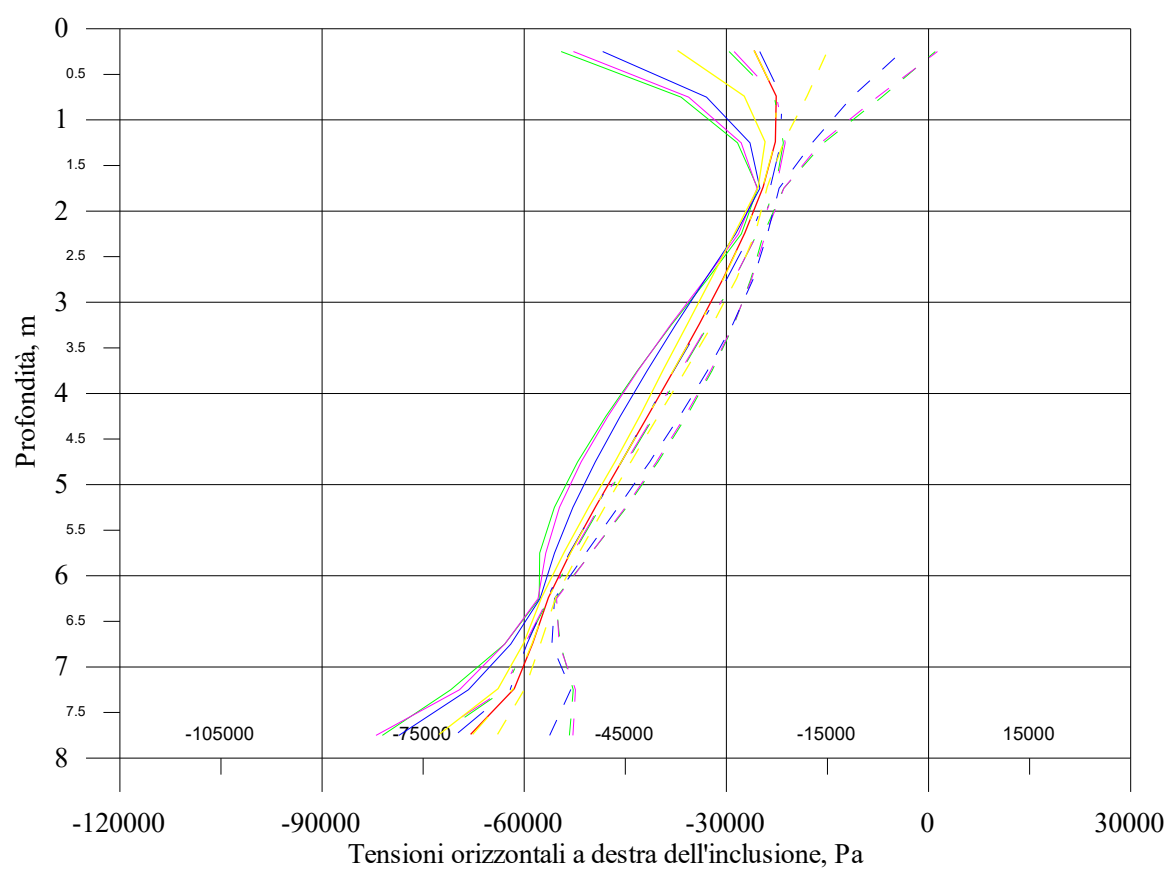
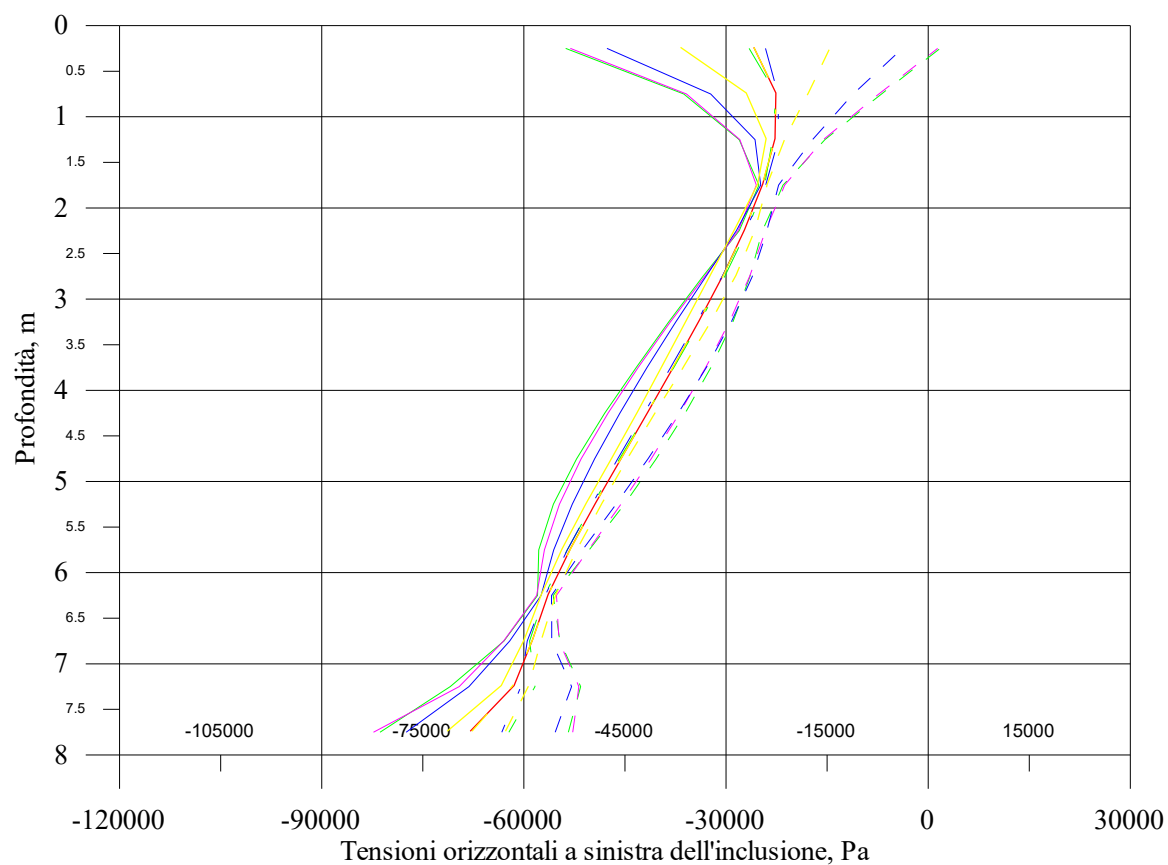


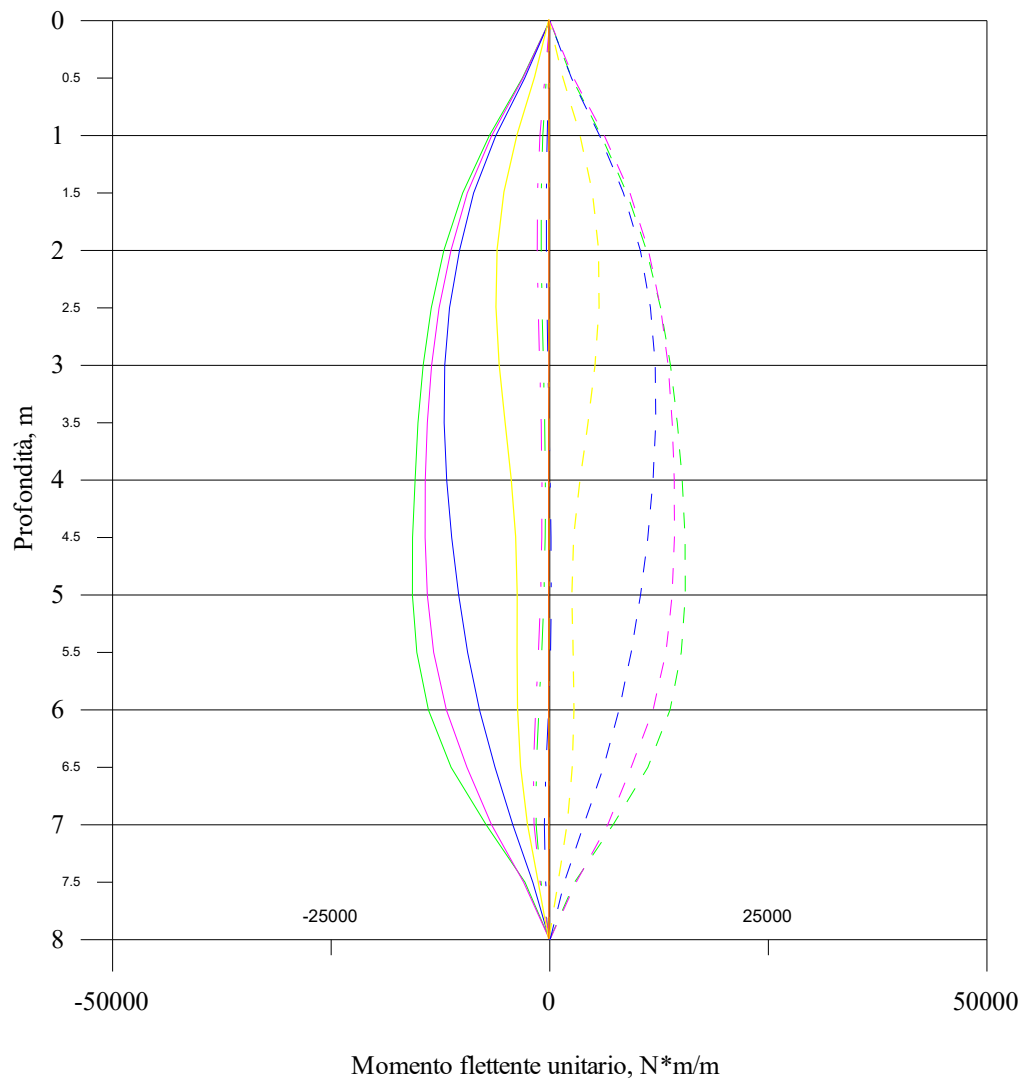
Confronto per il caso di sviluppo  
dell'inclusione pari ad 8 m

- Analisi statica
- $M_{\text{Min}}$   $f=1$  Hz
- - -  $M_{\text{Max}}$   $f=1$  Hz
- . -  $M_{\text{Res}}$   $f=1$  Hz
- $M_{\text{Min}}$   $f=2$  Hz
- - -  $M_{\text{Max}}$   $f=2$  Hz
- . -  $M_{\text{Res}}$   $f=2$  Hz
- $M_{\text{Min}}$   $f=4$  Hz
- - -  $M_{\text{Max}}$   $f=4$  Hz
- . -  $M_{\text{Res}}$   $f=4$  Hz
- $M_{\text{Min}}$   $f=8$  Hz
- - -  $M_{\text{Max}}$   $f=8$  Hz
- . -  $M_{\text{Res}}$   $f=8$  Hz

Fig. 3.46 Modello III, involucri del momento flettente nell'inclusione ( $E_{\text{cls}}/E^*=1$ )



Fig. 3.47 Modello III, inviluppi delle distribuzioni delle tensioni orizzontali agenti sull'inclusione ( $E_{cls}/E^*=1$ )



Confronto per il caso di sviluppo  
dell'inclusione pari ad 8 m

- Analisi statica
- $M_{Min}$   $f=1$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=1$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=1$  Hz
- $M_{Min}$   $f=2$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=2$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=2$  Hz
- $M_{Min}$   $f=4$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=4$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=4$  Hz
- $M_{Min}$   $f=8$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=8$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=8$  Hz

Fig. 3.48 Modello III, involucri del momento flettente nell'inclusione ( $E_{cls}/E^*=20$ )

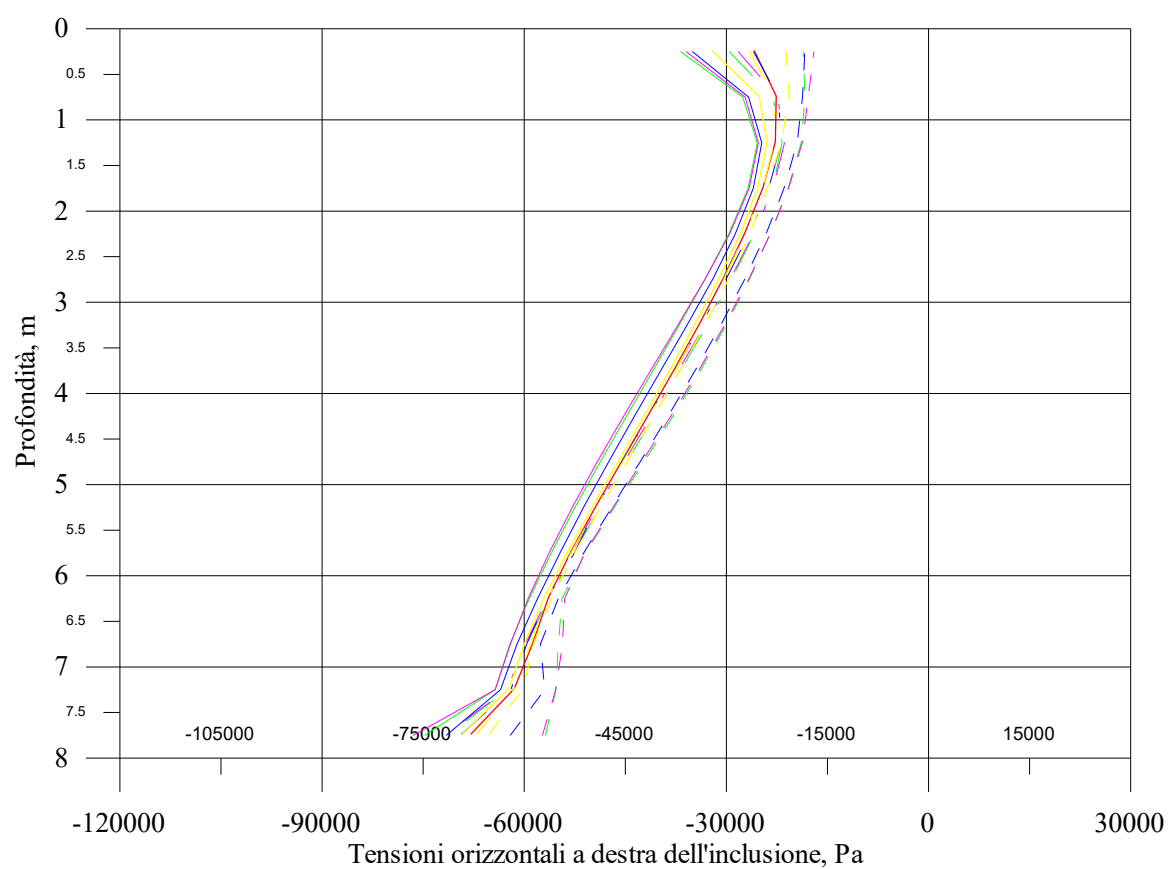
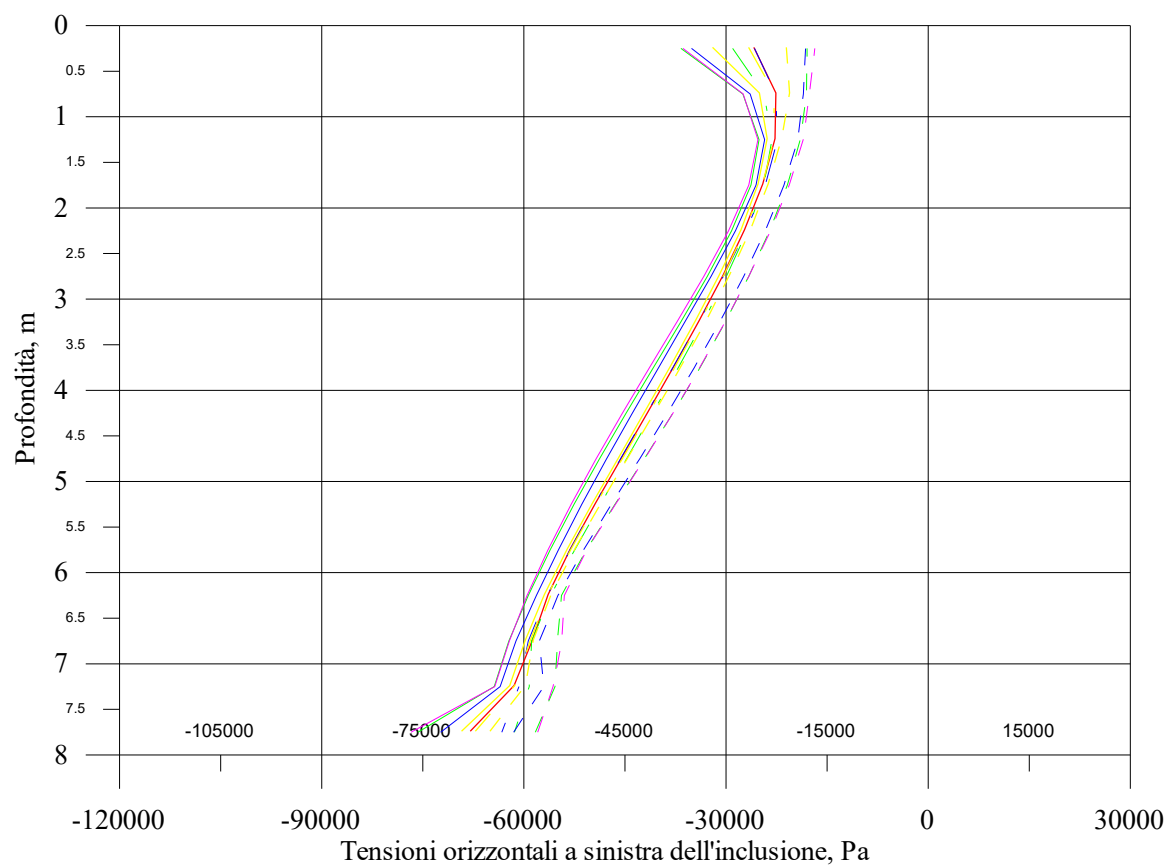


Fig. 3.49 Modello III, inviluppi delle distribuzioni delle tensioni orizzontali agenti sull'inclusione ( $E_{cls}/E^*=20$ )

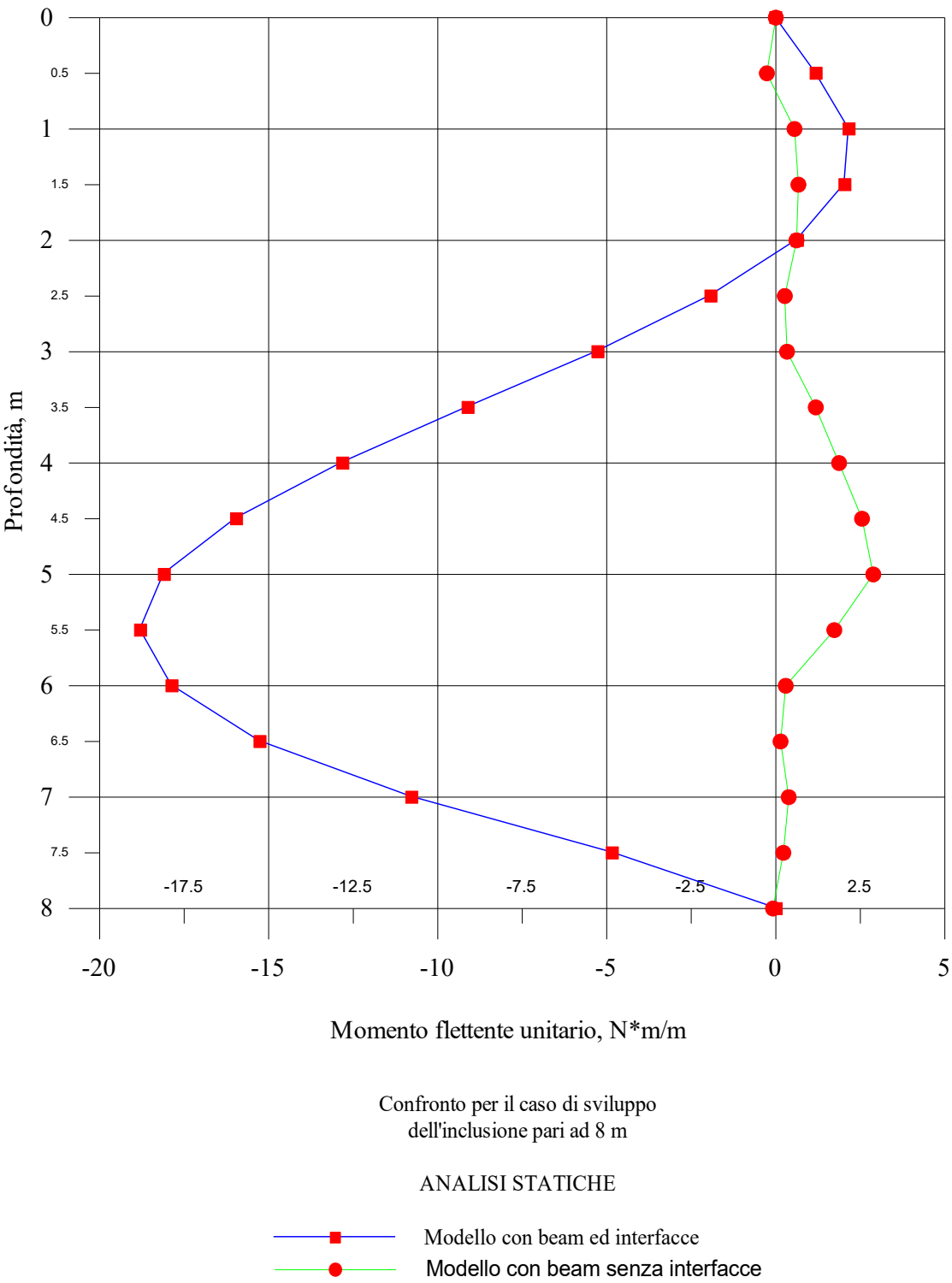


Fig. 3.50 Confronto tra i modelli, momenti flettenti nell'inclusione ( $E_{cls}/E^*=20$ )  
Fig. 3.51 Confronto tra i modelli, tensioni orizzontali agenti sull'inclusione ( $E_{cls}/E^*=20$ )

---

### 3.9 Analisi con ABAQUS

---

La particolare dipendenza dalla frequenza dell'eccitazione della risposta sismica già riscontrata per il caso delle paratie è emersa nuovamente negli studi di cui ai paragrafi precedenti condotti sui modelli di inclusioni in terreni omogenei.

Sembra dunque chiaro che il fenomeno non è determinato dalla presenza dello scavo che le paratie sostengono.

E' allo stesso modo evidente come non si possa procedere ad una interpretazione soddisfacente prescindendo dalla conoscenza delle frequenze naturali dei modelli e dalle caratteristiche delle forme modali ad esse associate.

Del resto l'analisi modale è un'analisi lineare e non è prevista tra le opzioni del modulo dinamico di FLAC.

Per ovviare a questi due problemi abbiamo optato per l'impiego del codice ABAQUS che invece consente l'analisi modale, nell'ipotesi secondo noi ragionevole che i risultati che avremmo ottenuto con il modello elastico potessero essere estesi ai casi di impiego del modello di Mohr-Coulomb cioè potessero considerati come significativi ai fini della comprensione della risposta ottenuta.

I risultati delle prime analisi condotte sono sicuramente soddisfacenti nel senso che appare possibile interpretare sulla base dei criteri dell'analisi modale i comportamenti osservati attraverso le analisi dinamiche eseguite con il codice FLAC.

Questi risultati sono riportati nei paragrafi successivi suddivisi per i sistemi studiati. Seguono, invece, dei grafici di confronto dai quali emerge peraltro immediatamente il problema maggiore dell'analisi modale ovvero la scelta del vincolo rispetto alla traslazione orizzontale da assegnare ai nodi della griglia facenti parte dei contorni laterali dei modelli.

Essendo alquanto indecisi al riguardo ci siamo messi nelle due situazioni estreme cioè quelle in cui detti nodi erano liberi di traslare ovvero la loro traslazione era impedita. Ci riferiremo ai due tipi di modelli rispettivamente con le sigle NBF e NBR.

### 3.9.1 Inclusione 0+8

Essendo il valore della frequenza propria del sistema compresa tra 1.18 ed 1.85 Hz e quello della percentuale della massa totale del sistema eccitata nella direzione 1 attorno al 70 %, i treni d'onda con portanti pari ad 1 e 2 Hz producono degli effetti del tutto confrontabili.

Sollecitazioni ridotte si hanno per i treni d'onda con portante uguale a 4 Hz. Le stesse non sono peraltro trascurabili probabilmente perché ci sono delle forme modali con frequenze attorno ai 4 Hz che eccitano nella direzione 1 una percentuale della massa totale del sistema all'incirca pari al 10 %.

Considerato che l'85 % della massa totale del sistema viene eccitato da frequenze inferiori ai 5 Hz sono di contro poco importanti le sollecitazioni indotte dai treni con portante di 8 Hz.

Alcune considerazioni conclusive riguardano il modello con la dimensione orizzontale della mesh ridotta a 30 metri.

E' chiaro che mentre nelle analisi con FLAC l'impiego dei contorni free-field riduce al minimo le differenze tra i modelli le stesse emergono prepotenti dall'analisi modale. E' altrettanto evidente che lo specifico studio condotto con ABAQUS serve solo a far notare l'influenza della dimensione orizzontale sui risultati dell'analisi modale.

### 3.9.2 Inclusione 2+16

Le differenze tra questo sistema e quello con l'inclusione 0+8 così come quelle dei due sistemi con il sistema di cui al paragrafo seguente con l'inclusione 2+8 appaiono irrilevanti dal punto di vista dell'analisi modale però il comportamento dei sistemi non è in tutto e per tutto sovrapponibile.

Ciò segnala evidentemente che la risposta sismica, almeno nei termini degli inviluppi dei momenti flettenti, dipende anche da elementi non visibili tramite l'analisi modale.

Entrando nel dettaglio dell'interpretazione dei risultati vale quanto precisato per l'inclusione 0+8 per quanto riguarda le sollecitazioni prodotte dai treni con portanti pari ad 1 e 2 Hz. La sollecitazione peggiore nello specifico è peraltro quella provocata dai treni con portante 2 Hz. Le differenze maggiori rispetto al caso precedente appaiono quelle relative ai treni con portanti 4 ed 8 Hz. In particolare, risulta aumentata l'importanza relativa delle sollecitazioni prodotte dai treni con portante 8 Hz.

### 3.9.3 Inclusione 2+8

Questo modello è senz'altro quello il cui comportamento sorprende di più alla luce dei risultati dell'analisi modale. In particolare, non ci si aspetterebbe delle sollecitazioni così importanti dai treni con portante 8 Hz.

C'è da dire però che i risultati cui ci riferiamo sono stati ottenuti con l'impiego del modello di Mohr-Coulomb. Probabilmente, le differenze tra le sollecitazioni prodotte dai treni al variare della frequenza portante sarebbero state maggiori utilizzando il modello elastico per il comportamento meccanico del terreno.

Inoltre, a nostro giudizio, le curve di inviluppo relative alle frequenze più alte sono influenzate in modo determinante dalla presenza dell'elemento fuori terra. Ciò osservando anche il comportamento del modello con inclusione 2+16 e notando come l'importanza relativa di questo è accresciuta nello specifico essendo la sua lunghezza pari al 20 % dello sviluppo dell'inclusione.

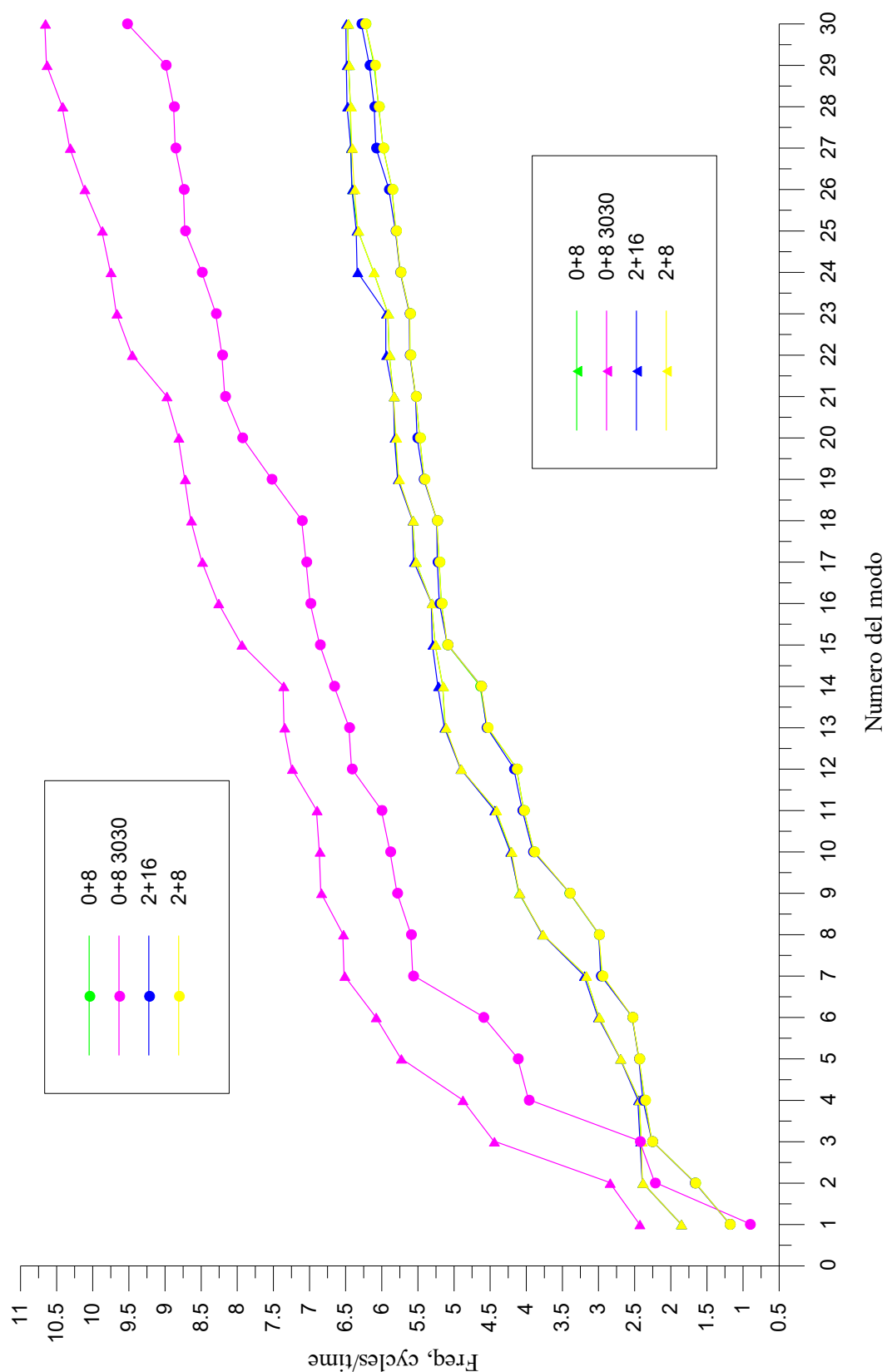


Fig. 3.52 Frequenze naturali dei modelli implementati in ABAQUS (le curve con i simboli triangolari sono quelle relative ai modelli con i nodi sui contorni laterali vincolati, le curve con i simboli circolari sono state ricavate con modelli caratterizzati da nodi sui contorni laterali liberi)



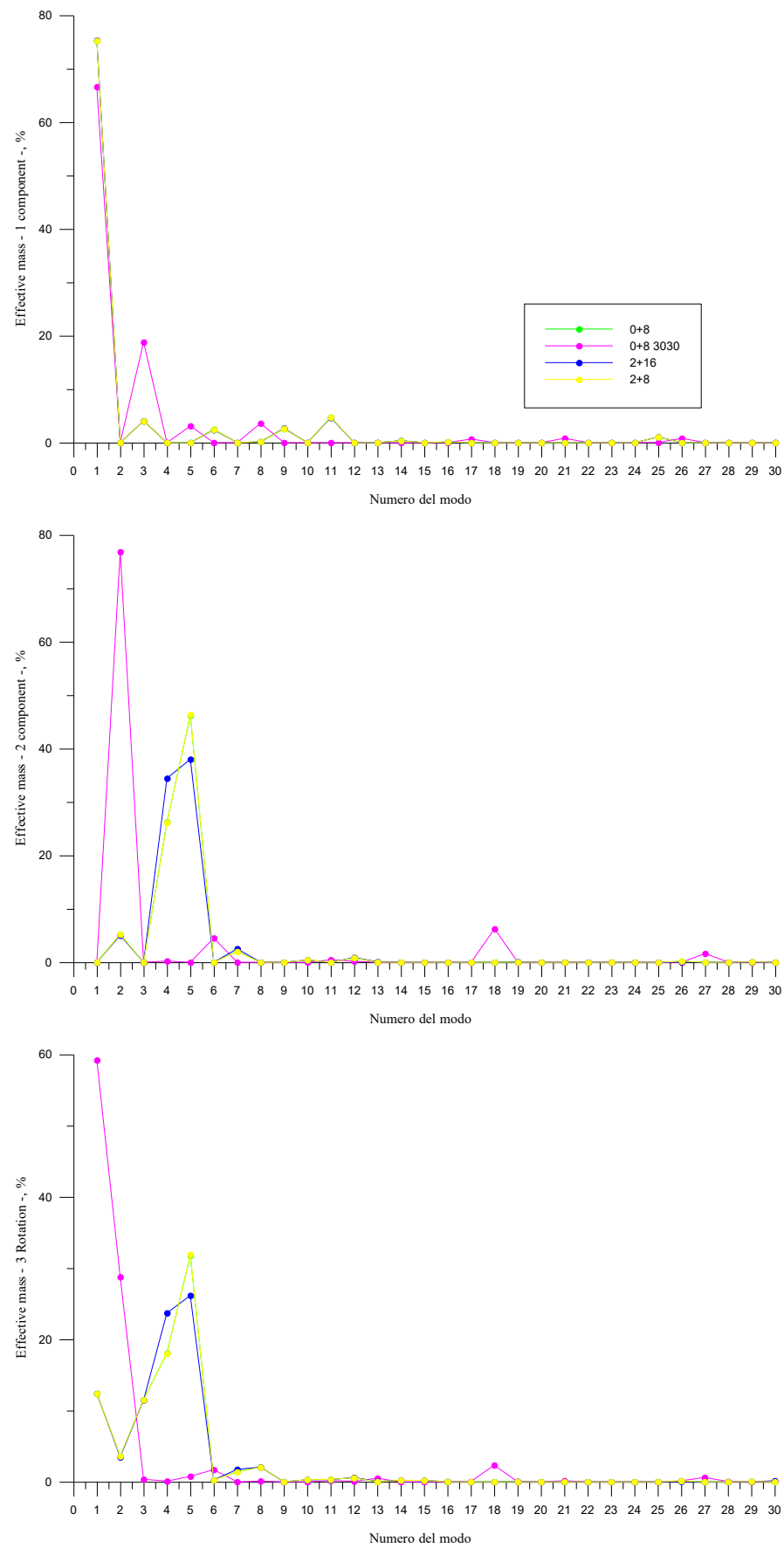


Fig. 3.53 Masse efficaci dei modelli implementati in ABAQUS (Modelli NBF)

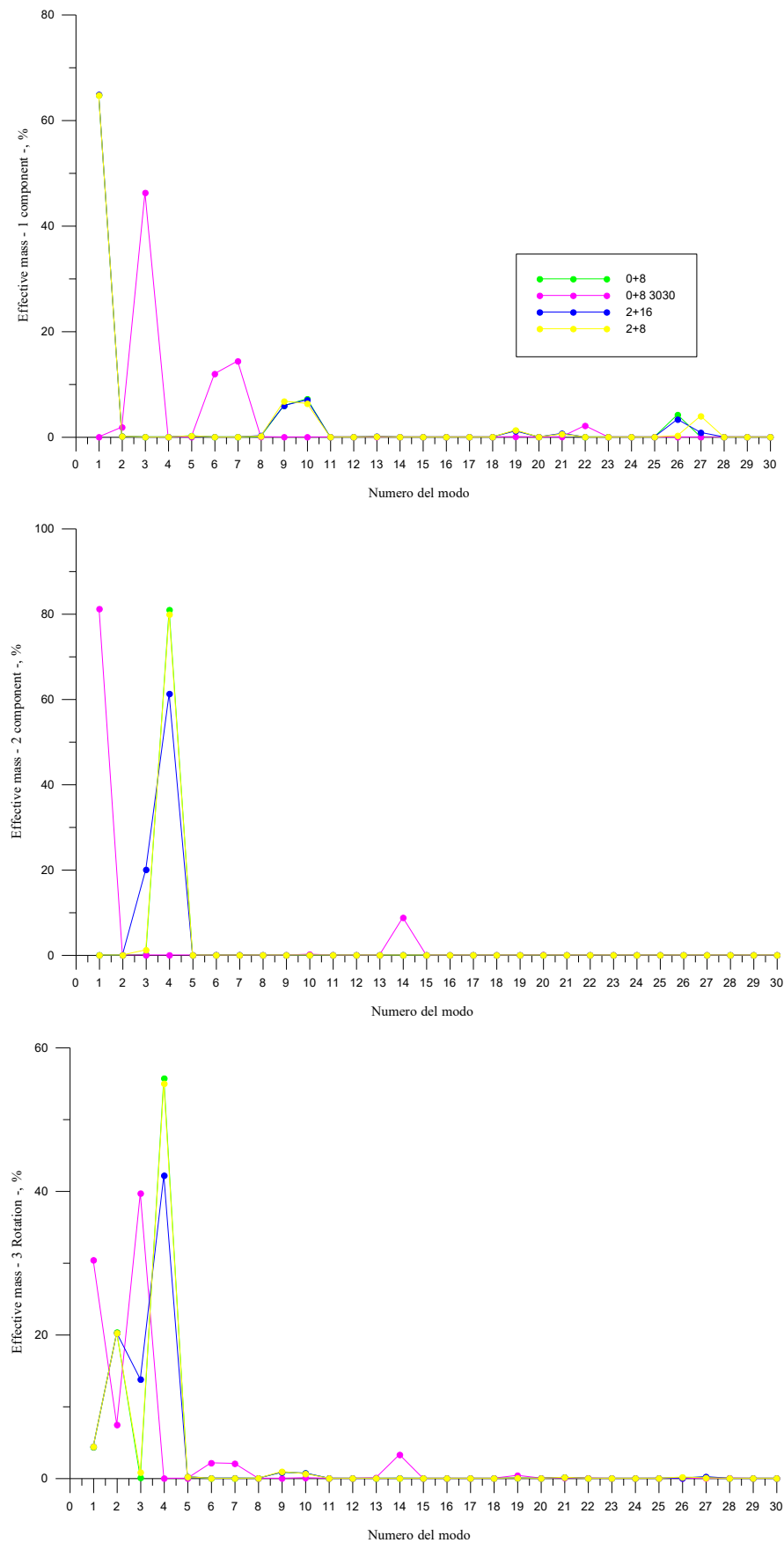
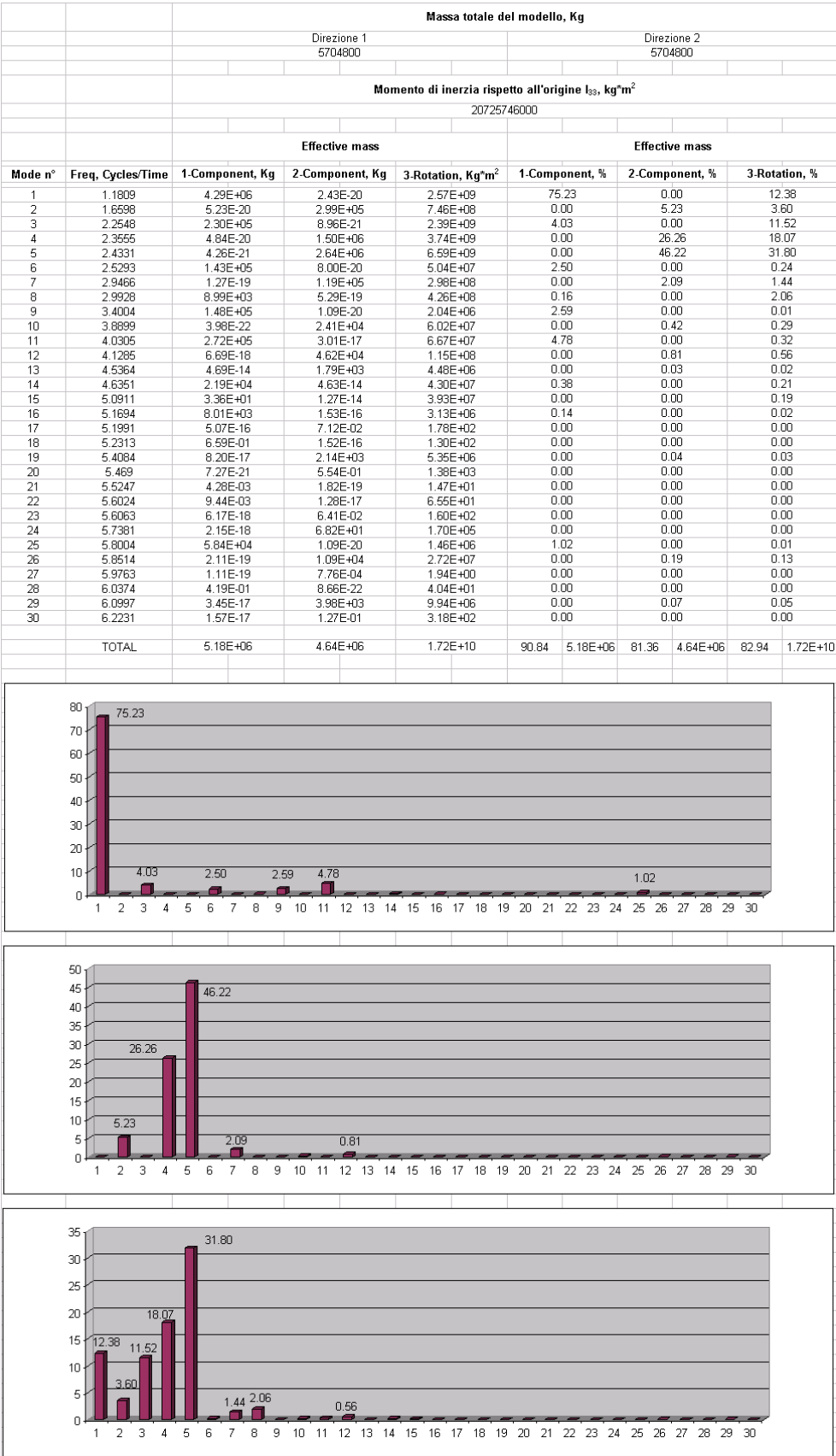


Fig. 3.54 Masse efficaci dei modelli implementati in ABAQUS (Modelli NBR)



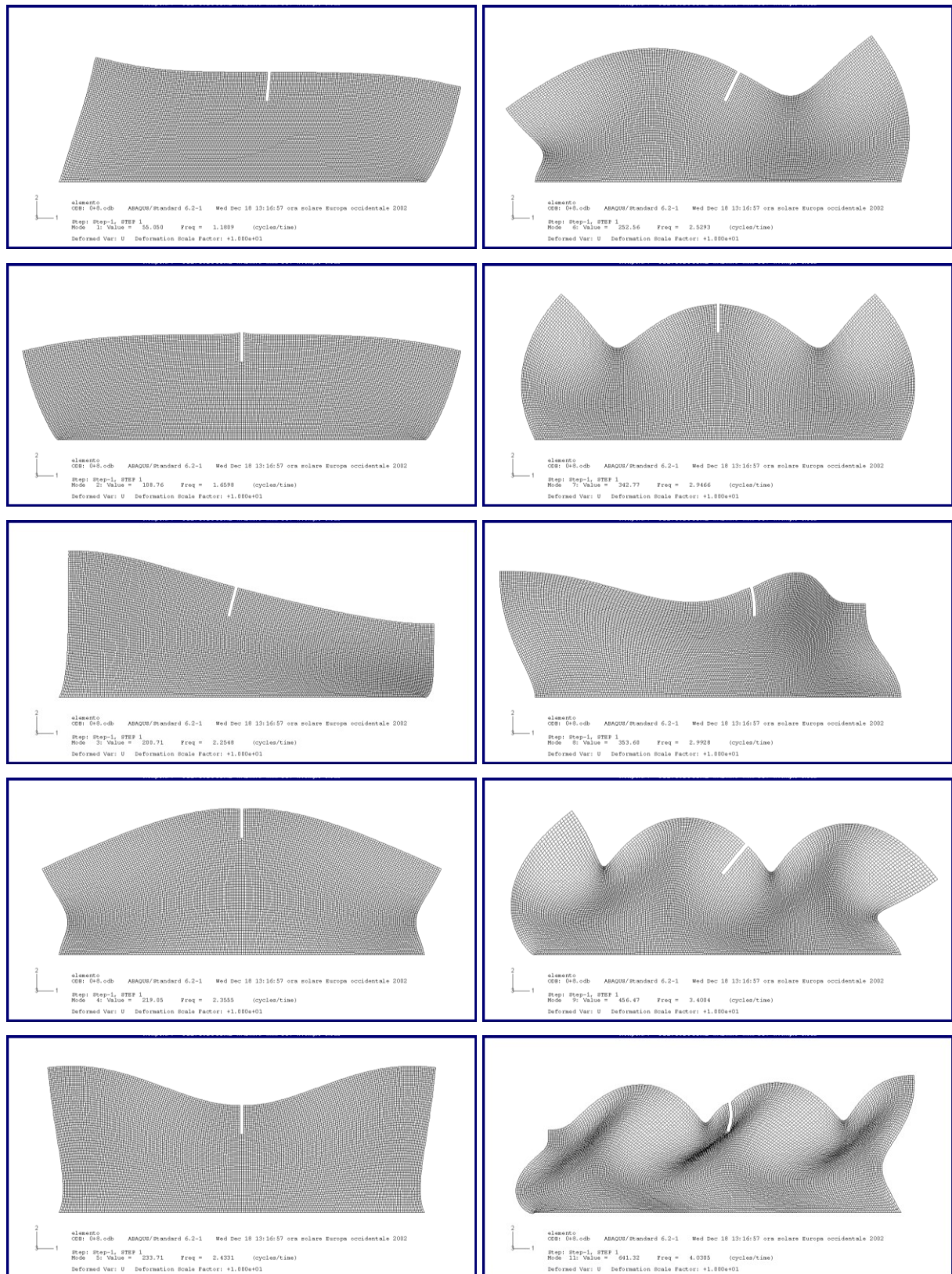


Fig. 3.56 Forme modali con percentuali significative della massa totale del sistema eccitata (modello NBF): colonna sinistra: modi numeri 1, 2, 3, 4 e 5; colonna destra: modi numeri 6, 7, 8, 9 e 11.

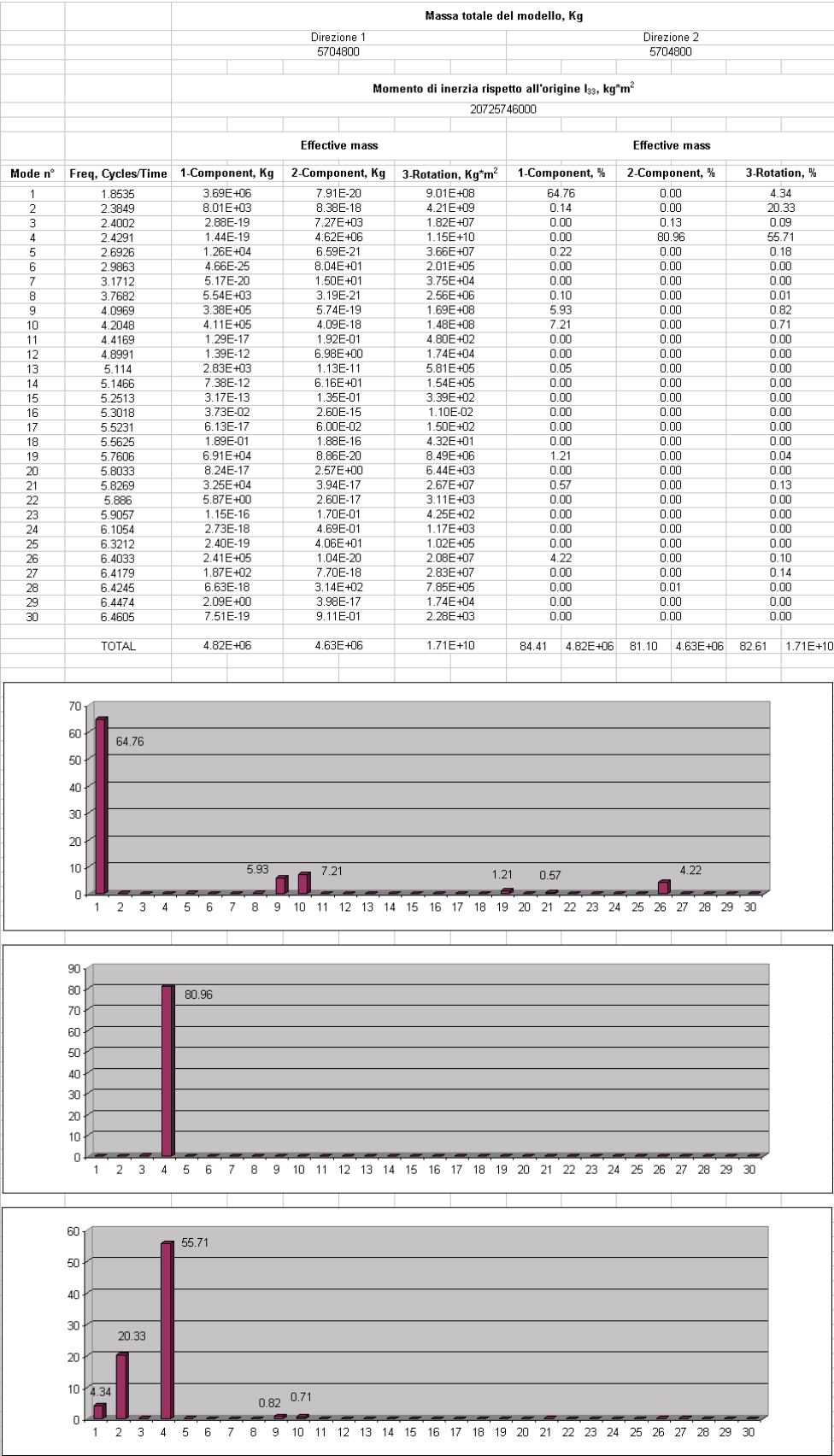


Fig. 3.57 Frequenze naturali e masse efficaci del modello NBR (mesh di dimensioni 100x30)

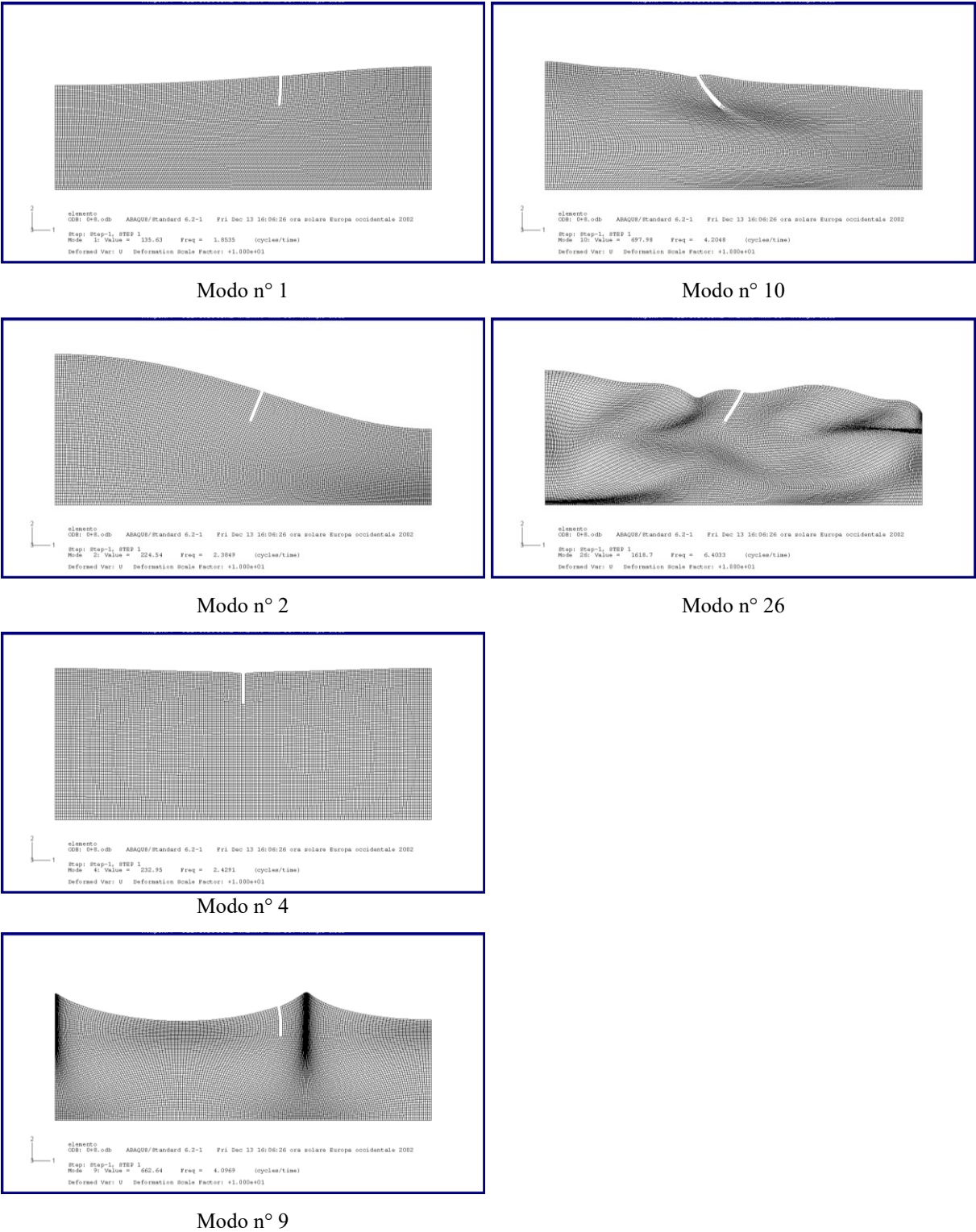
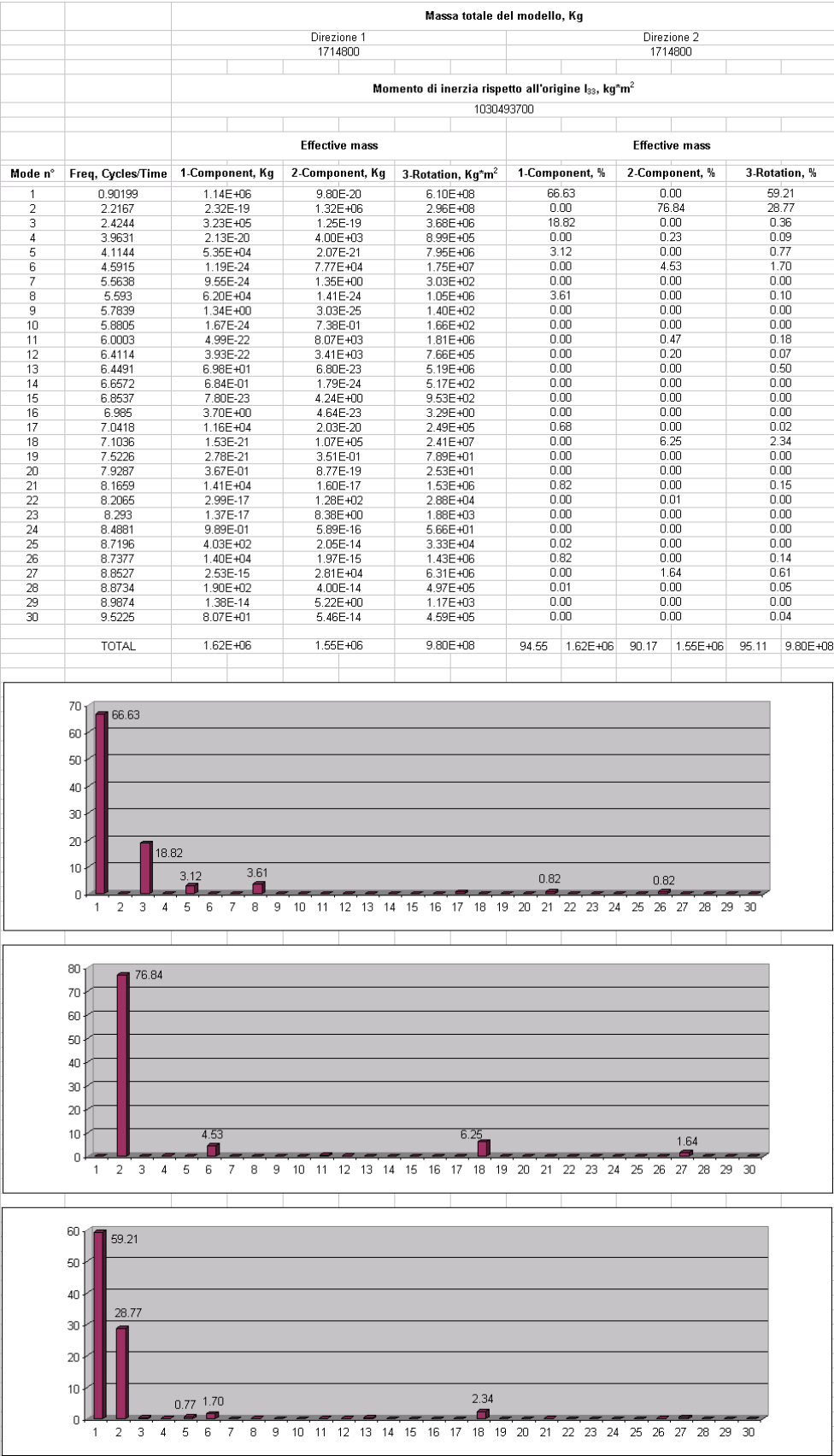


Fig. 3.58 Forme modali con percentuali significative della massa totale del sistema eccitata (modello NBR)





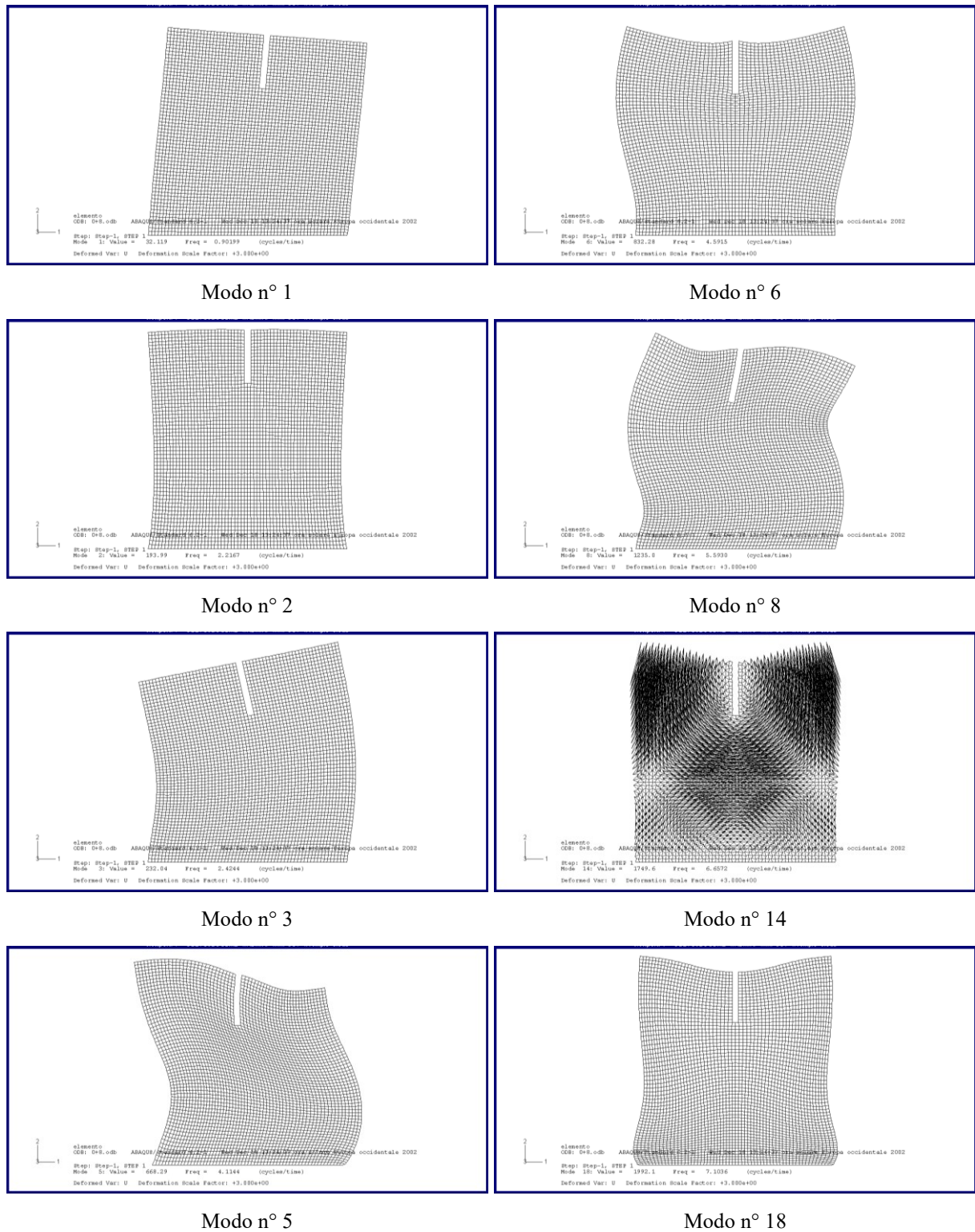


Fig. 3.60 Forme modali con percentuali significative della massa totale del sistema eccitata (modello NBF)



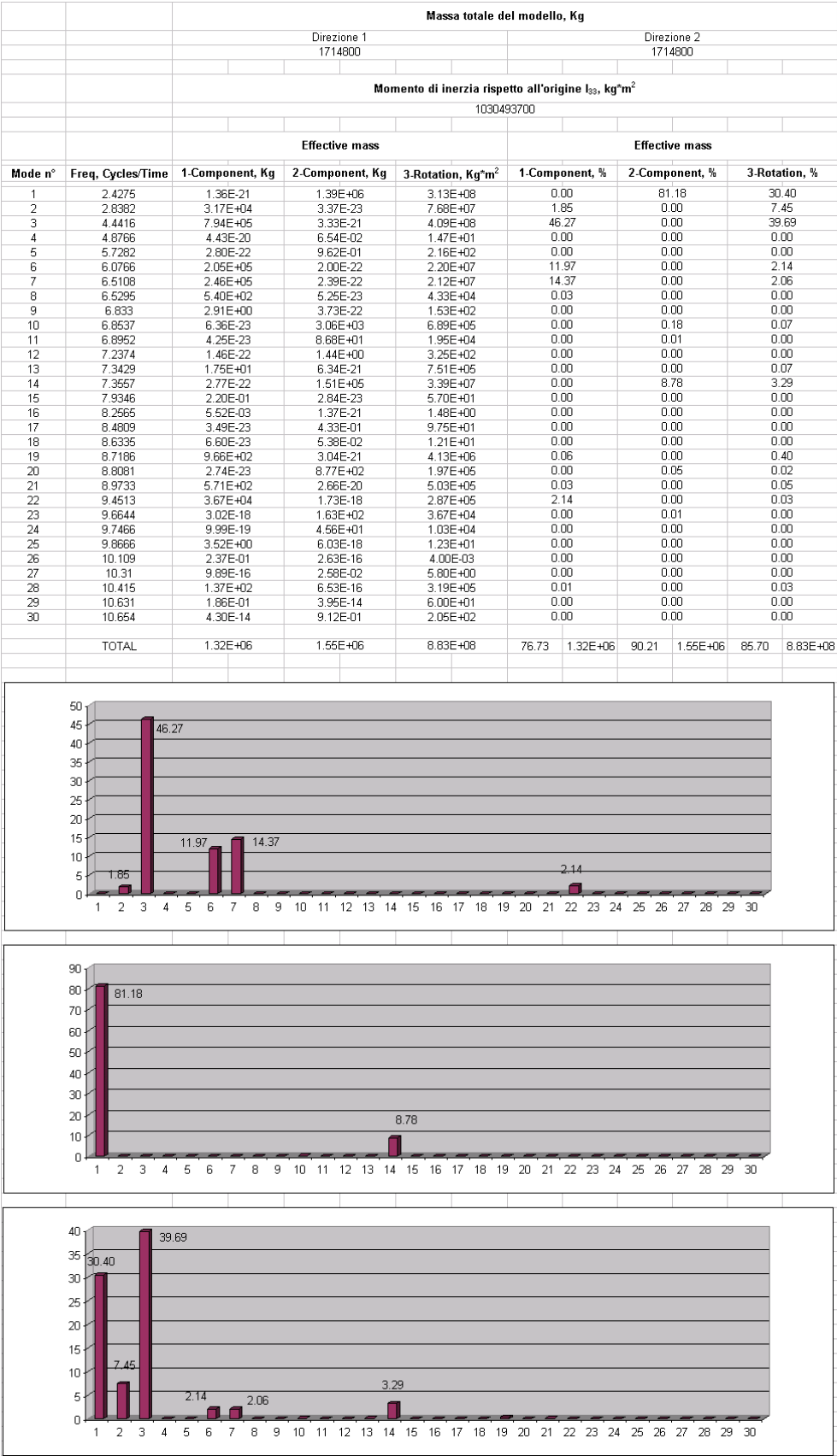


Fig. 3.61 Frequenze naturali e masse efficaci del modello NBR (mesh di dimensioni 30x30)

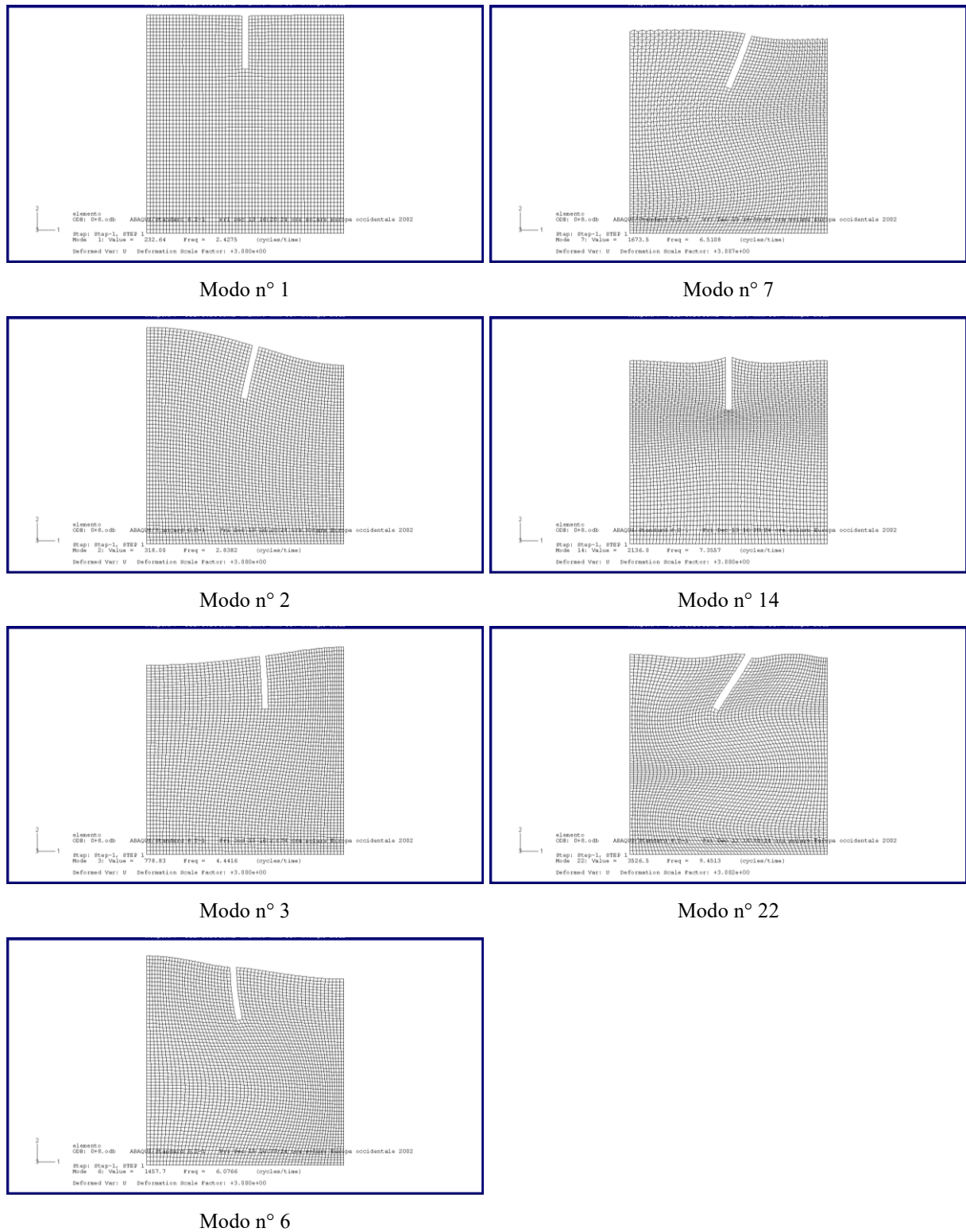
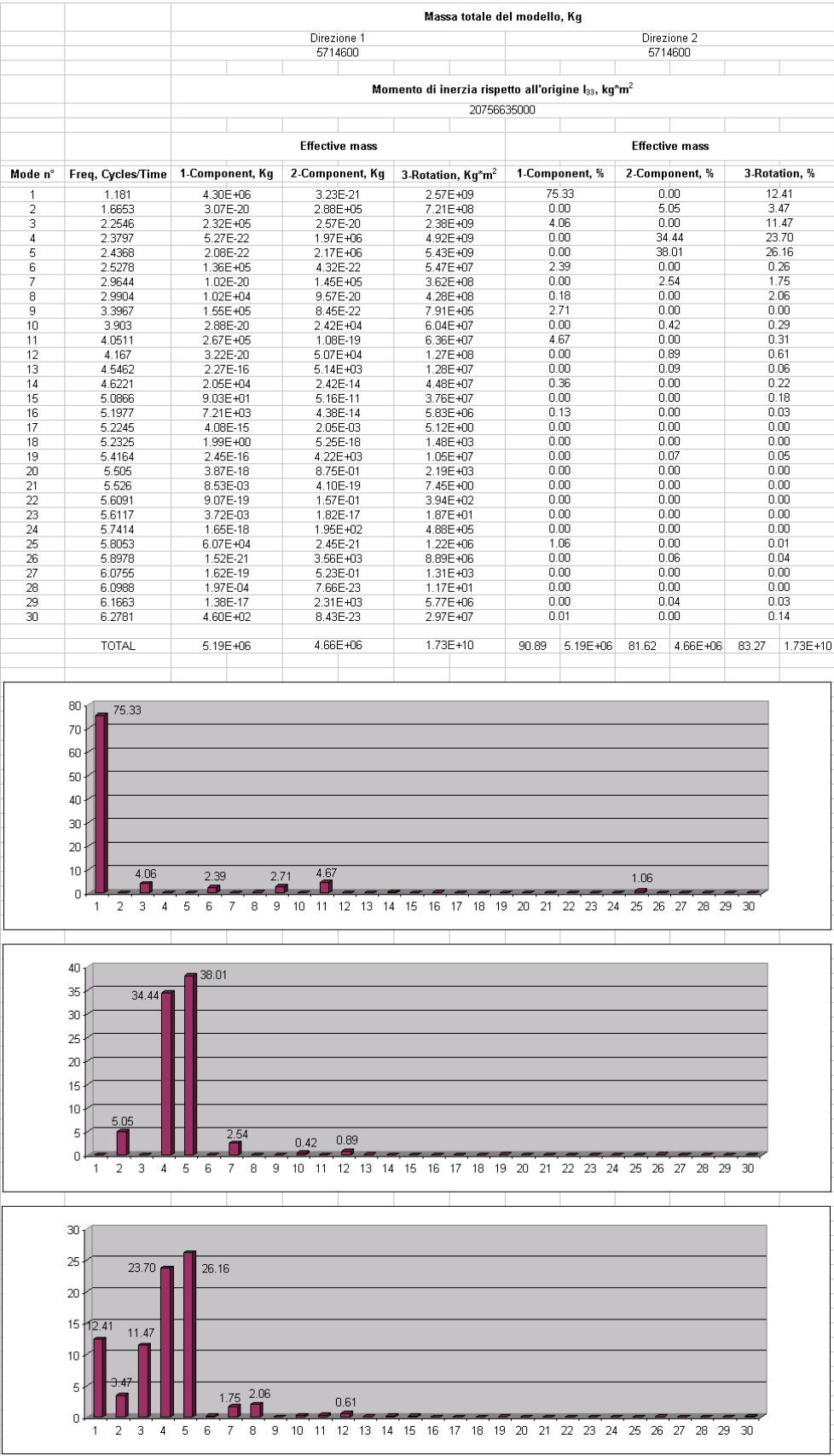


Fig. 3.62 Forme modali con percentuali significative della massa totale del sistema eccitata (modello NBR)



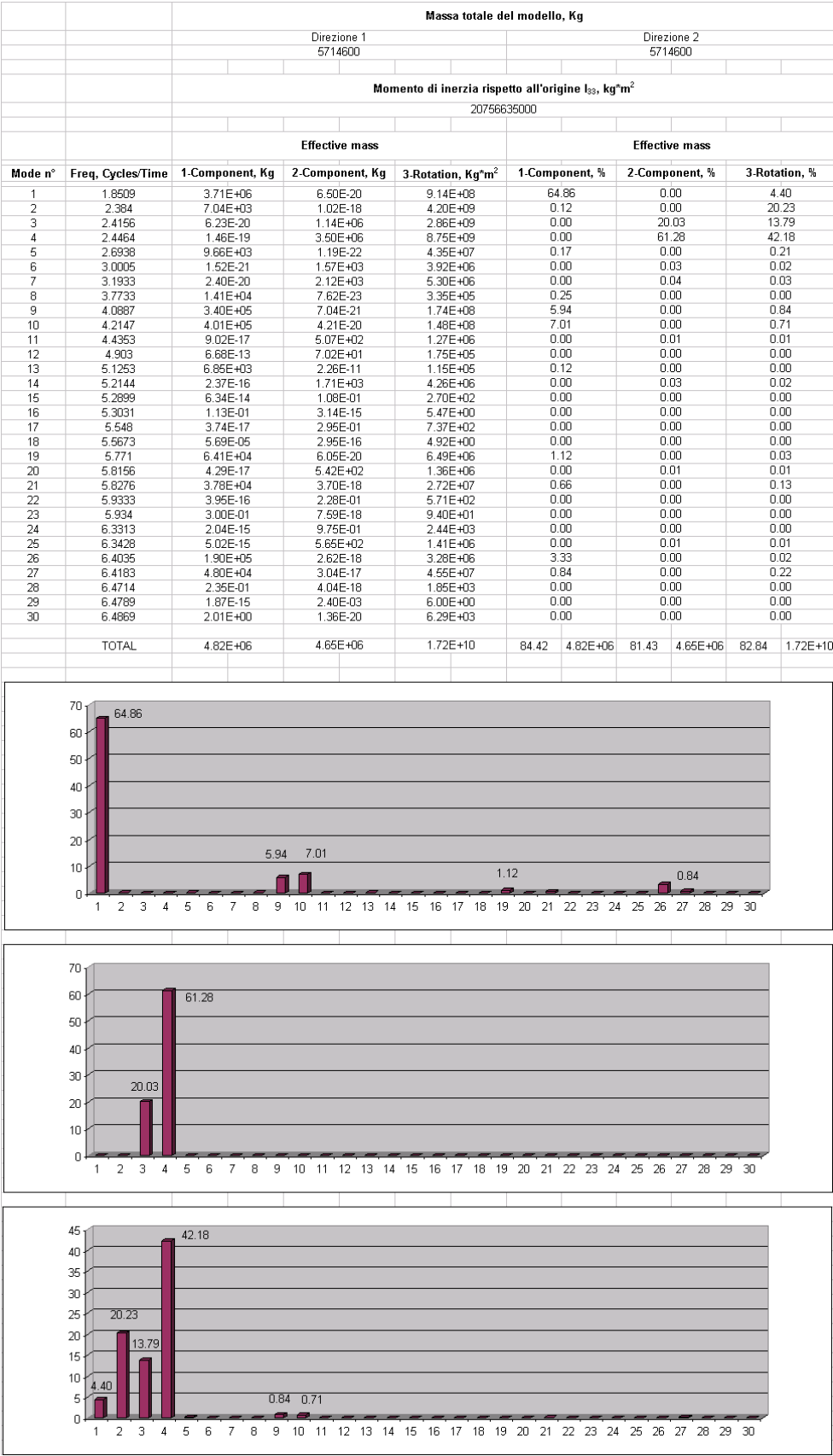
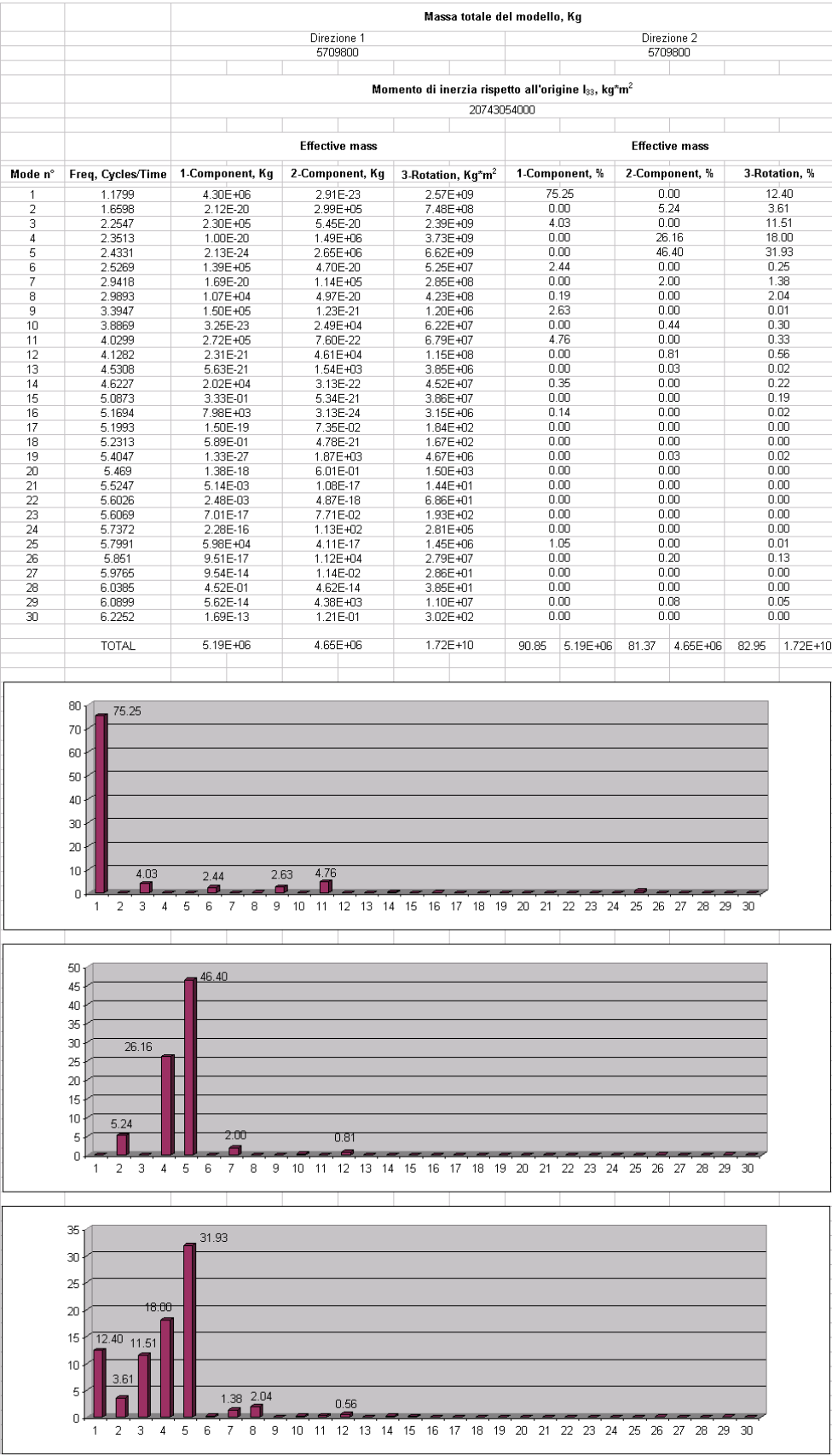


Fig. 3.64 Frequenze naturali e masse efficaci del modello NBR



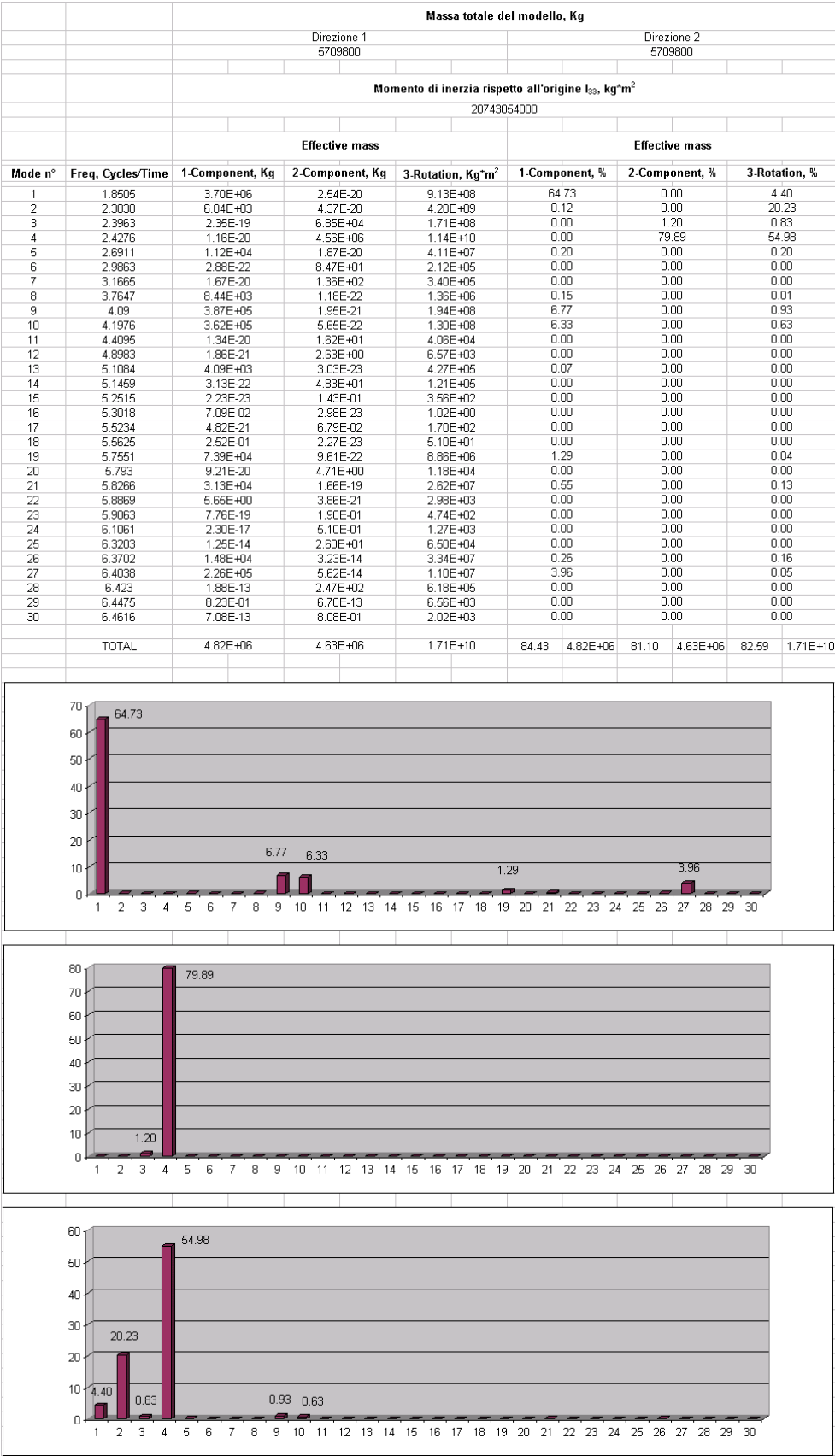


Fig. 3.66 Frequenze naturali e masse efficaci del modello NBF

## Capitolo 4

# COMPORTAMENTO DINAMICO DELLE PARATIE A SBALZO (TERRENI GRANULARI SOPRA FALDA)

### 4.1 Generalità

---

#### 4.1.1 Premessa

L'obiettivo dichiarato degli studi descritti in questa Tesi è quello di individuare una procedura di calcolo semplificata per la progettazione antisismica di un particolare tipo di quella classe di strutture che vengono solitamente indicate in letteratura come opere di sostegno flessibili ovvero le paratie a sbalzo in calcestruzzo armato. Ciò considerato che l'approccio pseudostatico che è proposto in praticamente tutte le normative mondiali per il calcolo sismico dei muri di sostegno, cioè quello che deriva dalla teoria di Mononobe–Okabe, non è infatti al momento utilizzabile senza incertezze nel caso delle paratie.

Una volta scelta la geometria e fissate le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni, la procedura seguita è stata peraltro quella di eseguire inizialmente analisi numeriche del comportamento dinamico dell'opera. Ci siamo in particolare serviti del modulo dinamico del codice di calcolo alle differenze finite FLAC (Itasca, 1996) che permette analisi numeriche dinamiche vere e proprie nel dominio del tempo del modello.

Infatti, allo stato attuale dell'arte, vista come detto, la carenza di indicazioni da parte della normativa di riferimento, la scelta migliore al fine di progettare in modo sicuro ed economico un'opera di sostegno flessibile appare senz'altro quella di ricorrere ad analisi cosiddette sofisticate. Il modulo dinamico del codice FLAC consente di eseguire questo genere di analisi; dunque, può essere utilmente impiegato ai fini della previsione del comportamento sismico.

Determinati con FLAC i valori di progetto delle grandezze di interesse si è provveduto poi ad esaminare la possibilità di trovare un criterio per la conduzione in forma sistematica di analisi

pseudostatiche al fine di trovare uno strumento di lavoro di più facile impiego e con minori costi operativi. In questa fase del lavoro abbiamo utilizzato un programma sufficientemente diffuso nell'ambito professionale ovvero il codice PARATIE (Ce.A.S., 1997) basato sul metodo della reazione di sottofondo (molle orizzontali elasto-plastiche).

L'idea che abbiamo portato avanti consisteva nell'ottenere con PARATIE gli stessi risultati dell'analisi dinamica utilizzando un criterio costruito ad hoc.

In questo capitolo presentiamo gli studi eseguiti per il caso delle paratie a sbalzo in terreni granulari asciutti. Negli ultimi due capitoli della Tesi invece viene illustrata la prosecuzione di questo lavoro che ha riguardato il caso ancora di opere a sbalzo però in terreni a grana fine ed in terreni granulari sotto falda.

#### 4.1.2 La “geometria” ed i terreni considerati

Il lavoro che costituisce il corpo di questa Tesi, a parte gli studi preliminari di cui al capitolo precedente, è stato concentrato sul comportamento dinamico delle paratie a sbalzo che a prima vista appare piuttosto delicato dato che è legittimo temere di non riuscire a cogliere con un modello FLAC eventuali distacchi tra il terreno e le paratie durante il sisma.

Pensando al comportamento reale della paratia, supponendo un distacco tra l'elemento strutturale ed il terreno ed un eventuale ripristino del contatto, ciò che preoccupa maggiormente è il comportamento nell'analisi degli elementi di interfaccia.

Si trattava, alla luce dei risultati che presentiamo di seguito, però di uno scrupolo ingiustificato: l'inerzia del complesso terreno-paratia sembra in generale tale da consentire comunque il mantenimento del contatto nei secondi in cui si sviluppa il terremoto.

L'opera di cui è stato studiato il comportamento con riferimento al caso di terreni granulari sopra falda è il sistema di due paratie in calcestruzzo armato rappresentato nella Figura 4.1 ed avente le seguenti caratteristiche:

- altezza di scavo e profondità di infissione degli elementi strutturali pari rispettivamente a 5 e 9 metri;
- ampiezza dello scavo pari a 20 metri;
- larghezza delle paratie uguale ad 1 metro;



E' stato considerato un sistema di due paratie perché da un pto di vista pratico sembrava quello di maggiore interesse; del resto pur avendo scelto un problema simmetrico studiarne solo metà avrebbe complicato l'analisi dinamica nei termini della scelta del vincolo da disporre in corrispondenza dell'asse di simmetria.

Le analisi hanno altresì riguardato terreni incoerenti asciutti, le cui caratteristiche fisico-meccaniche sono riassunte nella Tabella 4.1.

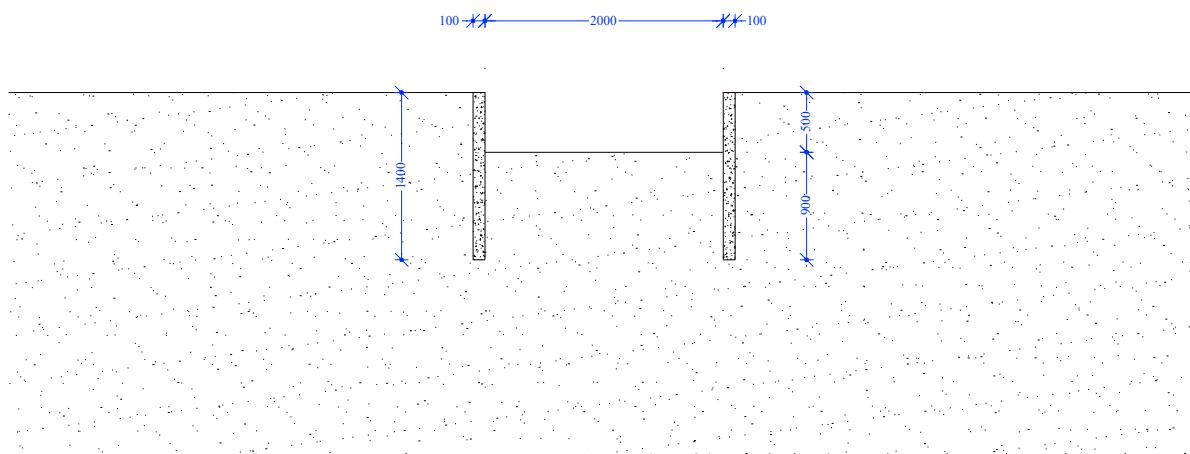


Fig. 4.1 Rappresentazione dell'opera modellata

Ciascuna delle scelte elencate è stata oggetto di riflessione accurata ed è maturata sulla base di considerazioni che sembra opportuno riproporre.

Il valore dell'altezza di scavo così come quello della profondità di infissione è stato fissato con l'obiettivo di poter escludere a priori la possibilità del collasso per raggiungimento delle condizioni di equilibrio limite del terreno anche nel caso dei terreni meno resistenti. In pratica, una volta determinata la profondità di infissione della paratia con i metodi dell'equilibrio limite, abbiamo provveduto ad incrementarla in modo che il coefficiente di sicurezza finale tenesse conto sia delle sollecitazioni statiche sia delle sollecitazioni dinamiche. Il dimensionamento geotecnico è peraltro oggetto del paragrafo successivo.

La larghezza delle paratie che, come è noto e come è stato ribadito da studi recenti (cfr. ad esempio Frenna et. al., 1991), è tra i parametri che di più influenzano la risposta è stata fissata con riferimento ad opere analoghe esistenti.

Del resto, formulare una previsione attendibile riguardo le sollecitazioni sismiche sarebbe stato impossibile ed allo stesso tempo abbiamo pensato di valutare a posteriori l'opportunità di progettare una sezione in grado di subire significative plasticizzazioni senza collassare.

Infatti, seguendo l'orientamento generale della moderna ingegneria sismica dovrebbe essere adeguatamente valutata l'opportunità di progettare un'opera duttile, dunque non necessariamente vincolata a rimanere in campo elastico, con riferimento eventualmente a valori dell'accelerazione di progetto minori dell'accelerazione di picco al suolo.

I terreni, infine, sono stati scelti per studiare in modo sufficientemente ampio l'influenza sulla risposta del grado di addensamento di un deposito sabbioso (il terreno A possiede le caratteristiche di una sabbia sciolta, il terreno B quelle di una sabbia mediamente addensata, il terreno C quelle di un terreno incoerente denso).

Dal punto di vista della rigidità il maggiore addensamento è stato fatto corrispondere ai valori più elevati del modulo di Young mentre in accordo con le indicazioni presenti nella letteratura i valori maggiori del modulo di Poisson sono stati scelti per i terreni più sciolti.

<b><u>Terreni considerati</u></b>			
	Sigle di riconoscimento		
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>
Densità, kg/m <sup>3</sup>	1900	1900	1900
Angolo d'attrito interno $\varphi'$ , °	30	34	38
Coesione $c'$ , MPa	0	0	0
Modulo di elasticità normale E, MPa	120	225	360
Coefficiente di Poisson $\nu$	0.3	0.25	0.2
Coefficiente di spinta in quiete $k_0$	0.5	0.441	0.384
Velocità di propagazione delle onde di taglio $V_s$ , m/s	155.9	217.6	281

Tab. 4.1 Caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni considerati

## 4.2 Il dimensionamento geotecnico delle paratie

Il presente studio ha riguardato inizialmente una paratia con altezza di scavo e profondità di infissione entrambe pari ad 8 metri. La sezione di altezza 100 cm considerata risultava però insufficiente visto che per il caso del terreno A ed  $a_g$  pari a  $0.3 \cdot g$  in condizioni sismiche si perveniva ad un valore di progetto del momento flettente unitario abbondantemente superiore ai 2000 kN\*m/m (cfr. Figura 4.2).

La verifica di questa opera è stata effettuata utilizzando per l'input sismico soltanto la frequenza di 1 Hz. Questo perché, nel caso dei terreni asciutti, le sollecitazioni maggiori corrispondono sistematicamente alle frequenze minori dell'input sismico. Al riguardo si può controllare il diagramma della Figura 4.3 che si riferisce al caso di altezza di scavo della paratia ridotta a 6 m a parità di sviluppo totale.

Le condizioni della paratia peraltro non appaiono sufficientemente migliorate cosicché finalmente, è stato ridotto a 14 metri lo sviluppo totale della paratia ed a 5 m il valore dell'altezza di scavo.

Per quanto riguarda la lettura dei diagrammi delle Figure 4.2 e 4.3 precisiamo che la curva a tratto continuo e la curva tratteggiata descrivono l'involuppo della sollecitazione flettente risultante dall'analisi dinamica (curve di colore diverso corrispondono a differenti frequenze dell'input sismico indicate nella legenda del diagramma): in particolare la curva a tratto continuo limita l'involuppo inferiormente quella tratteggiata lo limita superiormente.

Infine, la curva con tratto e punto descrive l'andamento dei momenti residui ovvero della sollecitazione flettente nelle condizioni successive al sisma.

Si noti, infine, come l'opera scelta presenti in condizioni statiche un coefficiente di sicurezza ampio rispetto al problema della stabilità considerato che per un terreno granulare caratterizzato da un angolo d'attrito  $\phi$  pari a  $30^\circ$ , nell'ipotesi di altezza di scavo  $h_s$  uguale a 5 m si ricava:

- 1) una profondità di infissione di **4.63 m** utilizzando i coefficienti di spinta  $K_a$  e  $K_p$  che derivano dalla teoria di Rankine ( $K_a=1/K_p=1/3$ ;  $F=1$ );
- 2) una profondità di infissione di **4.12 m** utilizzando i coefficienti di spinta  $K_a$  e  $K_p$  che derivano dalla teoria di Coulomb assumendo per  $\delta$  il valore 0.5;

- 3) una profondità di infissione  $d$  di **3.38 m** impiegando per  $K_a$  l'espressione di Muller-Breslau e per  $K_p$  le soluzioni di Caquot, Kerisel ed Absi ( $K_{ah}=0.291$ ;  $K_{ph}=4.443$ ;  $F=1$ );
- 4) un valore di progetto per l'infissione almeno pari a **4.73 m** se si incrementa il valore di  $d$  di cui al punto precedente del 40 %;
- 5) un valore di progetto per l'infissione almeno pari a **4.28 m** adottando ai fini del calcolo della resistenza passiva un coefficiente ridotto  $K_{ph}^*=K_{ph}/F=2.962$  ( $K_{ah}=0.291$ ;  $K_{ph}=4.443$ ;  $F=1.5$ );
- 6) un valore di progetto per l'infissione almeno pari a **4.61 m** utilizzando i coefficienti di spinta corrispondenti ad un valore dell'angolo d'attrito ridotto in accordo con la seguente espressione del coefficiente di sicurezza suggerita nell'EC7 ( $K_{ah}=0.362$ ;  $K_{ph}=3.281$ ;  $F=1.25$ ):

$$\tan \varphi_d = \frac{\tan \varphi}{1.25} \Rightarrow \varphi_d \cong 24.8^\circ \quad (4.1)$$

### 4.3 Analisi statiche

---

#### 4.3.1 Modello utilizzato in FLAC

Per la modellazione del comportamento meccanico del terreno è stato impiegato il legame elasto-plastico perfetto con criterio di rottura di Mohr-Coulomb; i valori di tutti i parametri del modello sono riportati nella Tabella 4.1.

Rispetto a quanto anticipato nel paragrafo § 4.1.2 aggiungiamo soltanto che è stata assunta una legge di flusso non associata dato che è stato fissato per l'angolo di dilatanza il valore di  $10^\circ$  suggerito nel manuale d'uso di FLAC mentre la resistenza a trazione del terreno è stata considerata nulla.

La rappresentazione del terreno stesso è stata fatta (cfr. Figura 4.4) costruendo una griglia di 12000 elementi omogenei quadrati di lato pari a 50 centimetri, avendo fissato le dimensioni del dominio di discretizzazione in  $100 \times 30 \text{ m}^2$ .

Per la modellazione delle paratie e del contatto del terreno-struttura sono state altresì impiegati gli elementi BEAM del FLAC (anch'essi visibili nella Figura 4.4) e tra questi ultimi e la mesh si è provveduto a disporre le interfacce che il programma prevede.

Le interfacce hanno un legame costitutivo elasto-plastico con la rottura che avviene secondo il criterio di Mohr-Coulomb e/o per superamento della resistenza a trazione. Dunque, sono state caratterizzate specificando le proprietà di attrito, coesione, dilatanza, rigidezza normale e trasversale e di resistenza a trazione.

Una scelta corretta dei valori dei parametri in gioco condiziona i risultati delle analisi e va dunque ricercata. Del resto, mentre per quanto riguarda le proprietà di rigidezza e di resistenza a trazione si può fare riferimento alle caratteristiche meccaniche dei materiali a contatto<sup>1</sup>, gli altri parametri vanno invece valutati caso per caso.

Essendo i terreni considerati del tutto incoerenti non abbiamo assegnato alle interfacce alcuna coesione mentre abbiamo risolto la scelta dell'attrito in modo da ottenere risultati simili nelle analisi statiche eseguite con FLAC e PARATIE; in pratica abbiamo scelto per l'angolo  $\delta$  un valore pari alla metà di quello dell'angolo d'attrito.

E' stato inizializzato lo stato di sforzo corrispondente alle condizioni litostatiche, il bordo inferiore della mesh è stato vincolato in modo da vietare ogni spostamento mentre in corrispondenza di quelli laterali si è provveduto a bloccare le sole traslazioni orizzontali.

---

<sup>1</sup> Utilizzando, ad esempio, per i parametri  $k_n$  e  $k_s$  l'espressione riportata nel manuale di FLAC.

Non abbiamo, come detto, potuto sfruttare la simmetria del problema perché qualunque vincolo disposto in corrispondenza dell'asse di simmetria sarebbe divenuto incompatibile con le esigenze dell'analisi dinamica.

#### 4.3.2 Modello implementato in PARATIE

Le caratteristiche del programma non lasciano evidentemente molti dubbi circa il modello impiegato.

Ci sembra comunque interessante puntualizzare le scelte meno ovvie tra quelle fatte nella fase operativa.

La densità dei nodi della mesh è stata decisamente maggiore di quella utilizzata con FLAC. In ragione dei tempi di calcolo minimi delle analisi, abbiamo in particolare fissato in 10 centimetri la lunghezza degli elementi trave impiegati nella modellazione delle paratie. Per un totale dunque di 140 per ogni paratia, essendo la somma dell'altezza di scavo e della profondità di infissione degli elementi strutturali pari a 14 metri.

I valori dei moduli di elasticità longitudinali dei terreni implementati sono stati gli stessi delle analisi con FLAC e quindi quelli della Tabella 3.1, come, del resto, quelli del coefficiente di spinta in quiete  $K_0$  (cfr. Tab. 3.1) ed alla cui stima si è peraltro provveduto mediante la nota relazione di Jaky:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \quad (4.3)$$

In accordo con quanto suggerito nella letteratura, i valori dei coefficienti di spinta attiva  $K_a$  sono stati calcolati con l'espressione di Muller-Breslau mentre per i coefficienti di spinta passiva  $K_p$  sono state usate le soluzioni di Caquot, Kerisel ed Absi.

#### 4.3.3 Risultati delle analisi statiche

I risultati delle analisi statiche sono riportati sia in termini di confronto, per il caso del terreno A, tra le tre opere di cui al precedente paragrafo § 4.2 sia, per la paratia 5+9, in termini di confronto tra i terreni A, B e C.

Gli stessi appaiono del tutto conformi alle aspettative visto che le sollecitazioni flettenti e gli spostamenti della paratia si riducono al ridursi dell'altezza di scavo della paratia ovvero all'aumentare del grado di addensamento dei terreni.

I momenti sono peraltro tutti dello stesso segno.

Come era lecito attendersi, dato il dimensionamento abbondante dell'opera, gli spostamenti sono trascurabili. Nel caso del terreno A e dell'opera scelta non raggiungono il centimetro.



---

#### 4.4 Risultati delle analisi dinamiche

---

Le analisi dinamiche sono state condotte considerando tutti e tre i terreni scelti ed i seguenti quattro valori per l'accelerazione di picco al suolo:  $0.1 \cdot g$ ,  $0.2 \cdot g$ ,  $0.3 \cdot g$  e  $0.4 \cdot g$ .

Gli aspetti interessanti del comportamento dinamico di questa opera emersi dai risultati delle analisi sono stati molteplici, proveremo di seguito ad evidenziare ognuno di essi.

Innanzitutto, c'è da notare, secondo noi, la pratica coincidenza tra la curva che rappresenta l'andamento del momento flettente in condizioni statiche e quelle che delimitano a sinistra gli inviluppi del momento flettente in condizioni dinamiche (i.e. le curve dei momenti minimi).

L'inerzia del complesso terreno-paratia sembra essere tale per cui l'elemento strutturale non vibra attorno alla posizione di equilibrio statico; al contrario, l'effetto di un eventuale sisma risulterebbe semplicemente quello di amplificare la deformata statica.

Di seguito richiamiamo l'attenzione sulla profondità di infissione alla quale viene registrato il valore di progetto del momento flettente che aumenta con il valore di  $a_g$  e con il diminuire del grado di addensamento del terreno.

Questo comportamento non sorprende particolarmente visto che costituisce, di fatto, la trasposizione in campo dinamico di quanto avviene anche in campo statico (cfr. Figura 4.8). Infine, ci sembra importante sottolineare l'entità degli spostamenti orizzontali residui che risultano dalle analisi: di fatto, progettare una paratia a sbalzo in zona sismica obbliga a verificare che gli spostamenti post-sisma sono compatibili con i requisiti funzionali e/o estetici dell'opera.

I diagrammi riportati nelle Figure da 4.11 e 4.25 sono stati costruiti a partire dai risultati di analisi eseguite al variare dell'accelerazione di picco al suolo ma utilizzando per la frequenza dell'input sismico il valore di 1 Hz.

Quest'ultima scelta deriva, ripetiamo, dall'osservazione che sistematicamente, nel caso in esame, le sollecitazioni flettenti e gli spostamenti di progetto si ricavano impiegando le frequenze più basse.

L'impiego di onde artificiali semplici consente pertanto di ridurre drasticamente sia il tempo necessario per le analisi che il numero di queste. Il confronto essendo fatto con la procedura suggerita nell'EC8 per analisi dinamiche complete che prevede l'utilizzo di più accelerogrammi complessi con adeguate caratteristiche dello spettro oltre che di indipendenza.

Questa precisazione appariva doverosa e volutamente precede dei diagrammi di sintesi dei risultati delle analisi dinamiche che riguardano essenzialmente la sollecitazione flettente di progetto e che proporremo poi in forma analoga anche negli altri casi considerati ovvero quelli dei terreni coesivi e dei terreni granulari sotto falda

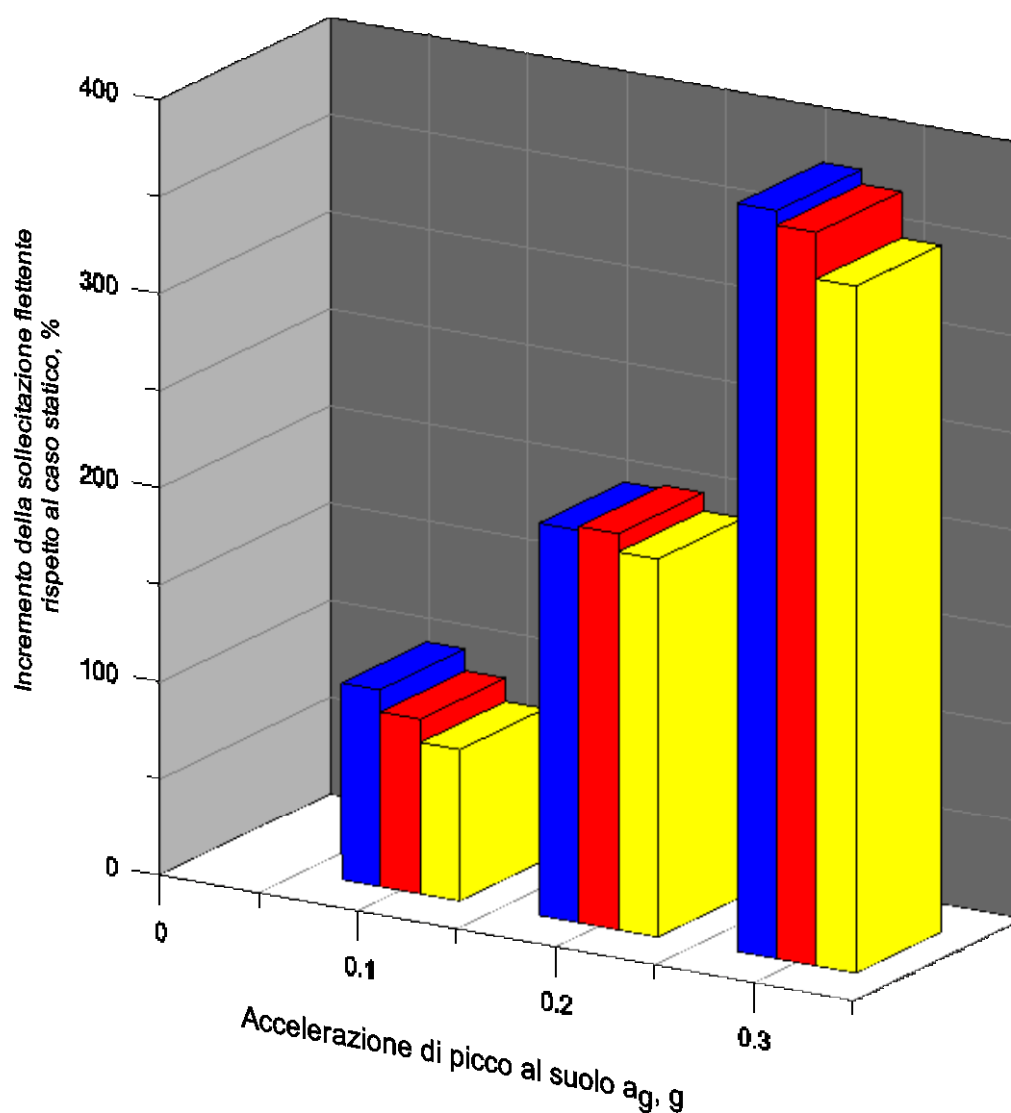


Fig. 4.26 Incremento percentuale della sollecitazione flettente di progetto rispetto al caso statico (in funzione del valore di  $a_g$ , per i tre terreni considerati: in blu il Terreno A, in rosso il Terreno B, in giallo il Terreno C)

	<b>Valori di progetto del momento flettente, kN*m/m</b>		
<b><math>a_g</math>, g</b>	<b>Terreno A</b>	<b>Terreno B</b>	<b>Terreno C</b>
<b>0</b>	248	184.7	141.8
<b>0.1</b>	501.3	352.5	253.6
<b>0.2</b>	751.1	563	418.9
<b>0.3</b>	1205	883.5	644.4
<b>0.4</b>	1698	1478	1164

Tab. 4.2

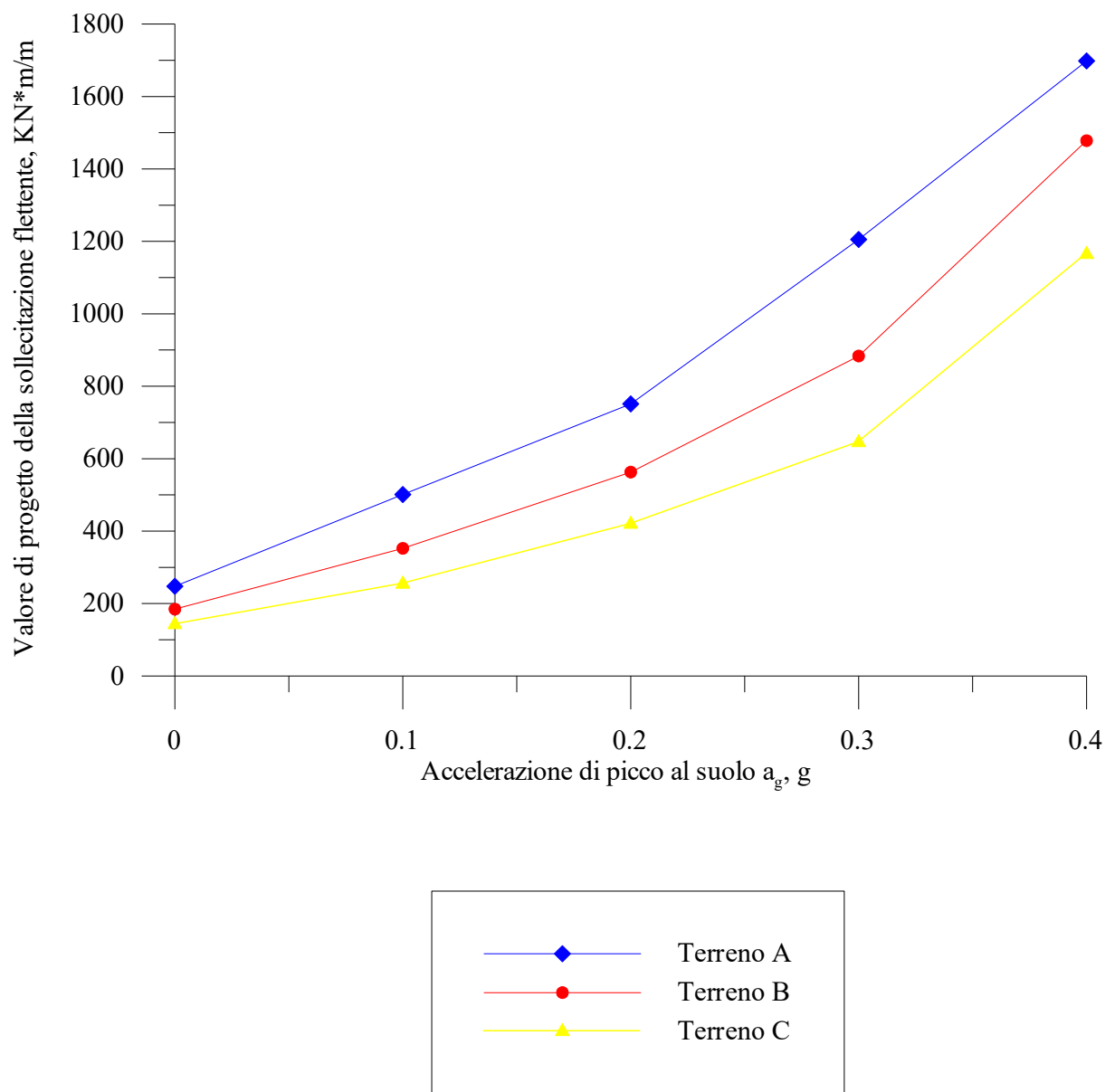


Fig. 4.27 Valori di progetto del momento flettente

---

## 4.5 Risultati delle analisi pseudostatiche

---

Le analisi pseudostatiche sono state condotte con l'obiettivo di determinare un valore ridotto  $\varphi^*$  dell'angolo di attrito del terreno che consentisse di cogliere il valore di progetto della sollecitazione flettente ottenuto dalle analisi dinamiche.

A questo scopo, nel codice PARATIE, sono stati introdotti, dopo l'analisi statica delle condizioni d'esercizio, dei valori dei parametri calcolati con riferimento ad un valore dell'angolo d'attrito del terreno ridotto per simulare l'effetto del sisma.

In dettaglio, i valori dei parametri che abbiamo modificato sono stati unicamente quelli dei coefficienti  $K_a$  e  $K_p$  che abbiamo calcolato con i soliti criteri (cioè con  $\delta_a = \delta_p = \varphi/2$  e con riferimento all'espressione di Muller Breslau ed alle soluzioni di Caquot e Kerisel per quanto riguarda rispettivamente  $K_a$  e  $K_p$ ) ma, come detto, per valori dell'angolo d'attrito interno via via decrescenti (cfr. Tabella 4.3).

Il metodo ha richiesto un piccolo aggiustamento visto che così come era stato pensato non era applicabile nei casi di maggiore interesse cioè per i valori più alti dell'accelerazione di picco al suolo  $a_g$  e per i terreni con minore grado di addensamento.

In queste condizioni, infatti, le analisi pseudostatiche non convergono a seguito del collasso della paratia per insufficiente resistenza passiva.

Sulla base delle considerazioni riassunte nell'appendice B abbiamo peraltro deciso di incrementare in queste analisi fittiziamente la profondità di infissione della paratia  $d$ .

L'errore che si commette nello stimare con l'analisi pseudostatica il valore di progetto del momento flettente non dovrebbe essere grande.

Così facendo, le analisi peraltro mostrano la possibilità di fissare un criterio empirico di progetto per la riduzione di  $\varphi$  (cfr. Fig. 4.29): i valori del rapporto  $\varphi/\varphi^*$  aumentano come era lecito attendersi al crescere dell'accelerazione di picco al suolo, contemporaneamente risultano però assolutamente poco dispersi anche in relazione a variazioni importanti dello stato di addensamento dei terreni scelti.

Le pagine finali contengono i risultati delle analisi eseguite (cfr. Figg. 4.28 e 4.29). Si noti che i tratti di colore nero delle curve dei primi due grafici della Figura 4.28 sono stati costruiti con i risultati delle analisi pseudostatiche condotte con paratie dalla profondità di infissione aumentata al fine da ottenerne la stabilità anche per valori minimi di  $\varphi^*$ .

	<b>Coefficienti di spinta ...</b>		
	<b>... secondo Muller-Breslau</b>		<b>... secondo Caquot e Kerisel</b>
$\varphi, ^\circ$	$K_{a, h}$	$K_{p, h}$	$K_{p, h}$
14	0.561	1.897	1.861
15	0.539	1.995	1.953
16	0.517	2.099	2.051
17	0.497	2.210	2.155
18	0.477	2.330	2.266
19	0.458	2.458	2.385
20	0.440	2.595	2.511
21	0.422	2.744	2.647
22	0.406	2.904	2.792
23	0.389	3.077	2.948
24	0.374	3.265	3.139
25	0.359	3.468	3.319
26	0.344	3.690	3.511
27	0.330	3.932	3.701
28	0.317	4.197	3.929
29	0.304	4.487	4.175
30	0.291	4.807	4.443
31	0.279	5.160	4.735
32	0.267	5.551	5.052
33	0.256	5.986	5.399
34	0.245	6.472	5.780
35	0.235	7.016	6.199
36	0.225	7.630	6.661
37	0.215	8.324	7.158
38	0.205	9.114	7.716
39	0.196	10.019	8.335
40	0.187	11.062	9.021
41	0.179	12.272	9.785
42	0.171	13.688	10.637

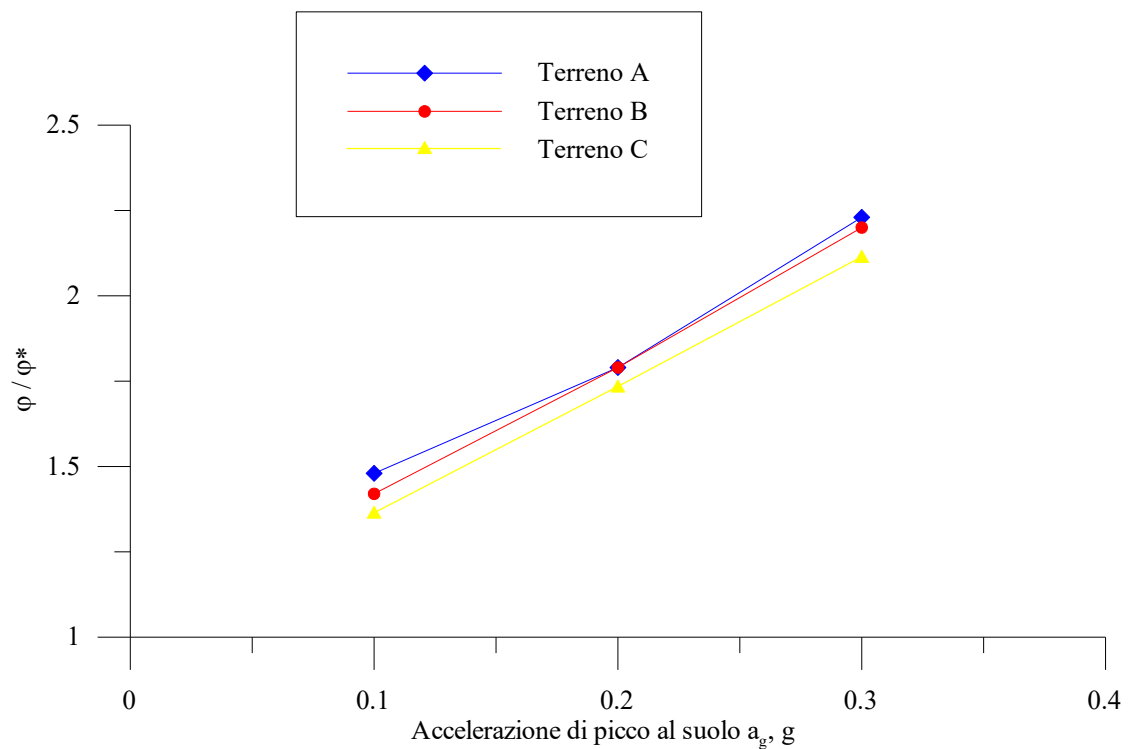
Tab. 4.3

	Angolo d'attrito ridotto $\phi^*$ , °		
$a_g$ , g	Terreno A	Terreno B	Terreno C
0	30	34	38
0.1	20.25	24	28
0.2	16.75	19	22
0.3	13.5	15.5	18

Tab. 4.4

	Valori del rapporto $\phi / \phi^*$		
$a_g$ , g	Terreno A	Terreno B	Terreno C
0.1	1.48	1.42	1.36
0.2	1.79	1.79	1.73
0.3	2.23	2.20	2.11

Tab. 4.5

Fig. 4.29 Andamento del rapporto  $\phi / \phi^*$

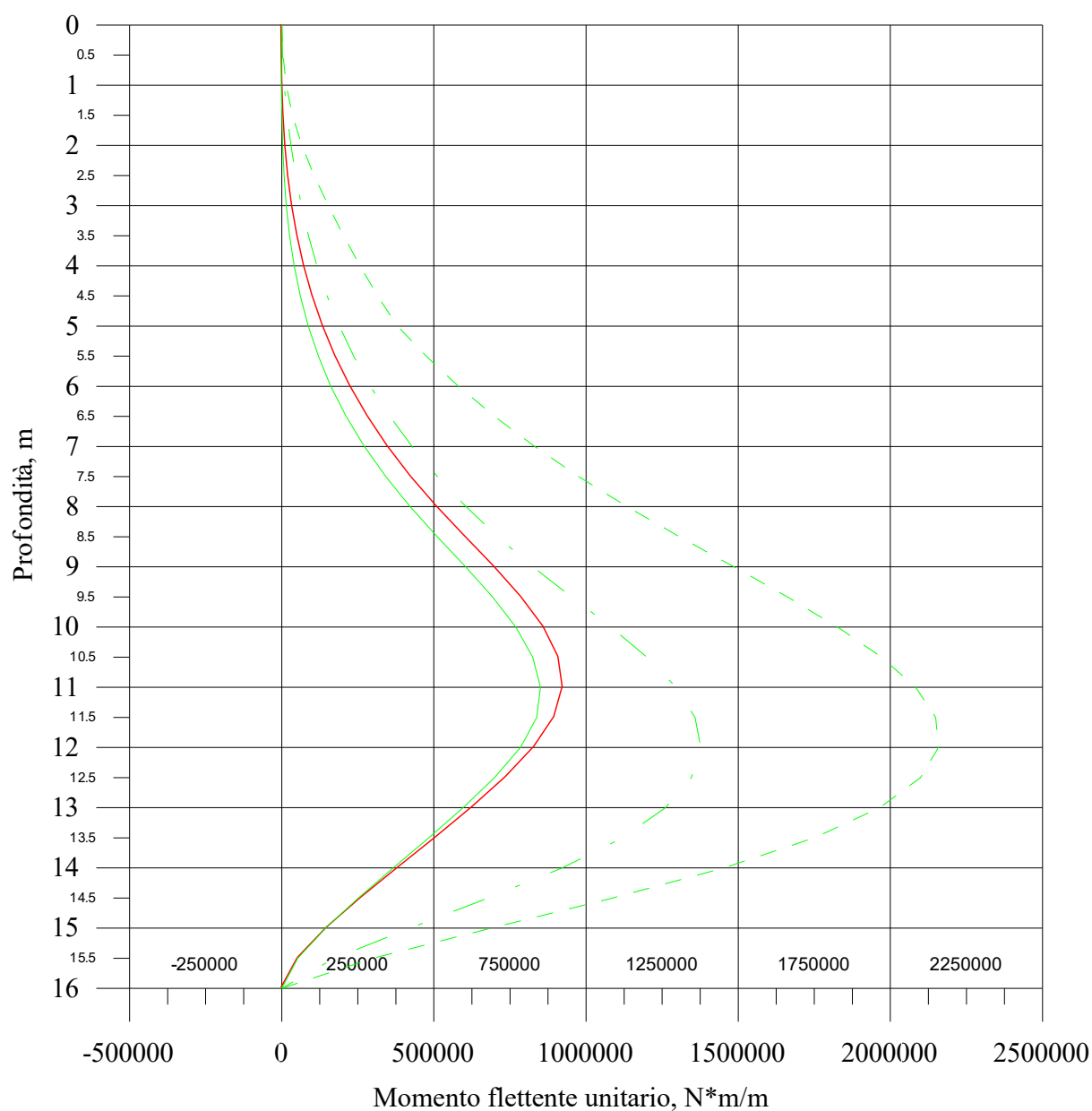
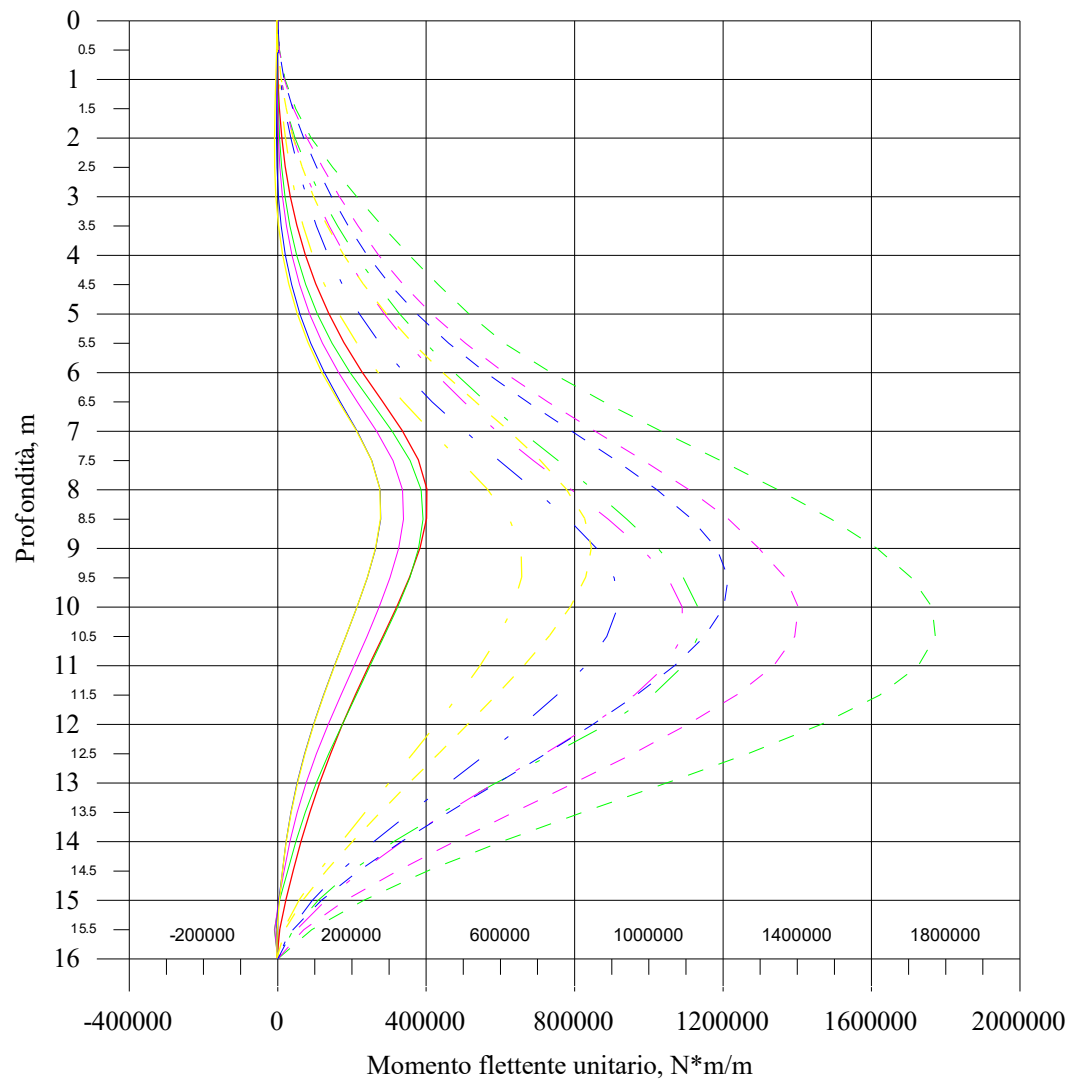


Fig. 4.2 Paratia a sbalzo 8+8, inviluppi del momento flettente per il caso del terreno A



Confronto per il caso di accelerazione di picco pari a 0.3 g

- M Statico
- $M_{Min} f = 1 \text{ Hz}$
- - -  $M_{Max} f = 1 \text{ Hz}$
- . -  $M_{Res} f = 1 \text{ Hz}$
- $M_{Min} f = 2 \text{ Hz}$
- - -  $M_{Max} f = 2 \text{ Hz}$
- . -  $M_{Res} f = 2 \text{ Hz}$
- $M_{Min} f = 4 \text{ Hz}$
- - -  $M_{Max} f = 4 \text{ Hz}$
- . -  $M_{Res} f = 4 \text{ Hz}$
- $M_{Min} f = 8 \text{ Hz}$
- - -  $M_{Max} f = 8 \text{ Hz}$
- . -  $M_{Res} f = 8 \text{ Hz}$

Fig. 4.3 Paratia a sbalzo 6+10, involucri del momento flettente per il caso del terreno A



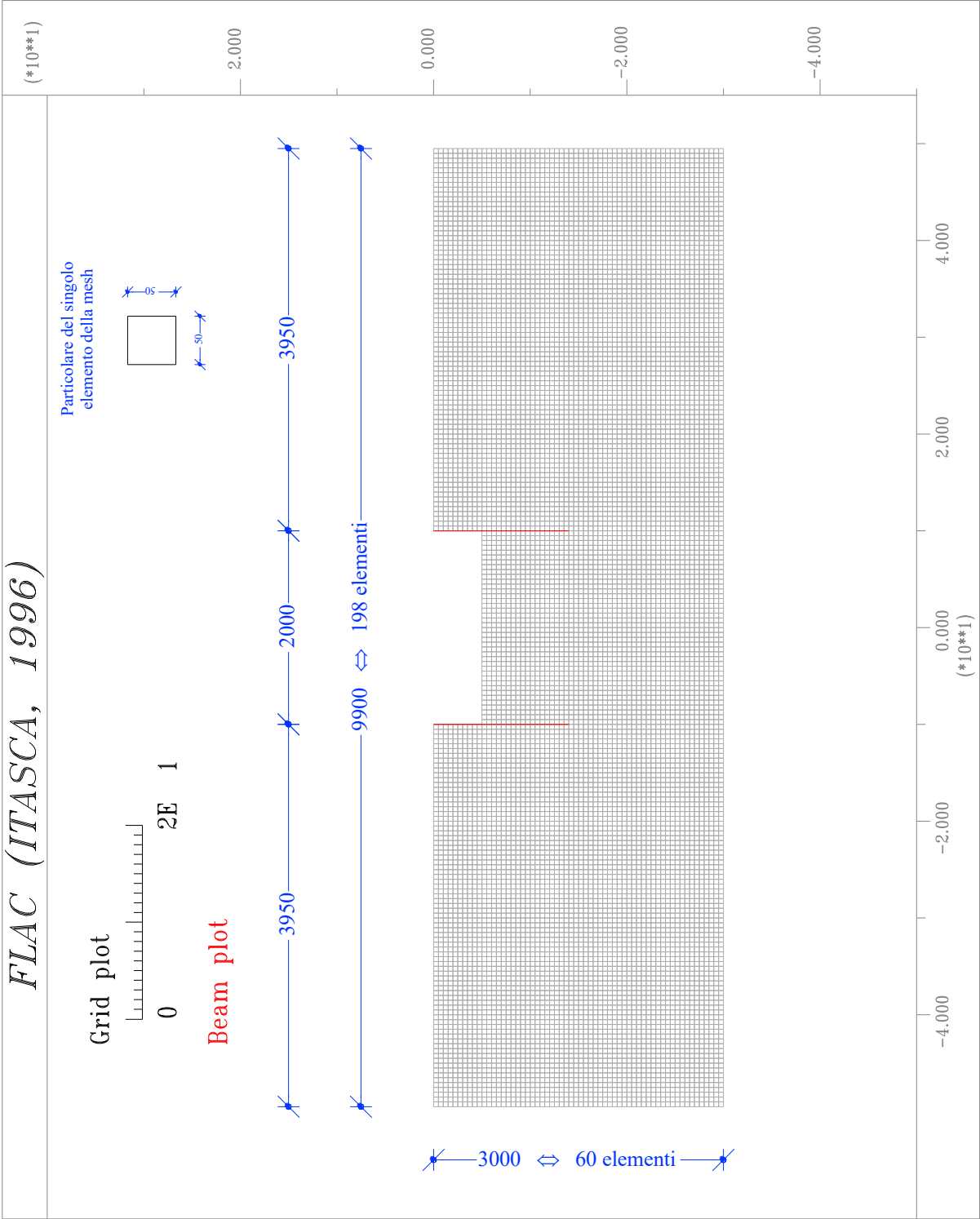


Fig. 4.4 Modello implementato in FLAC

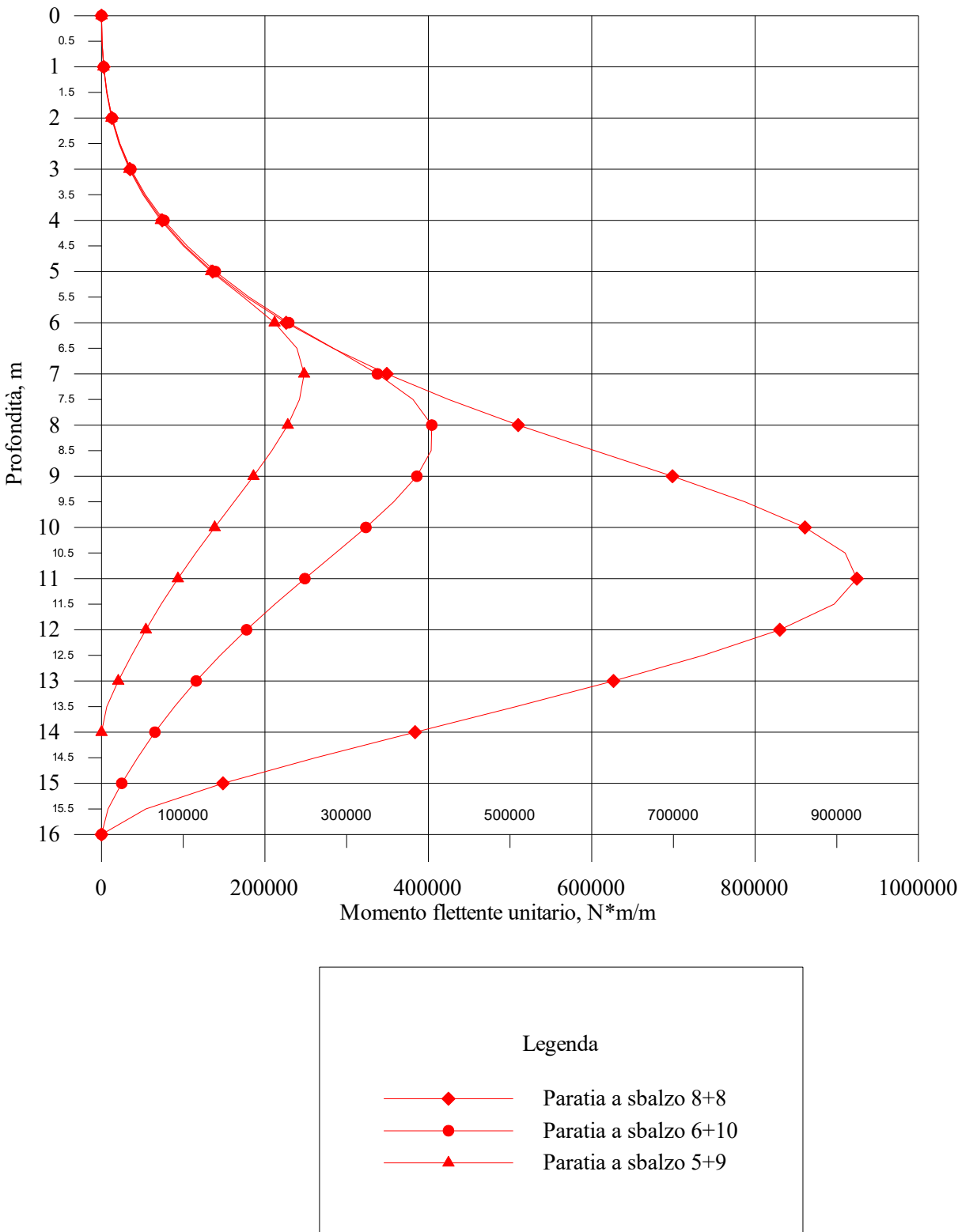
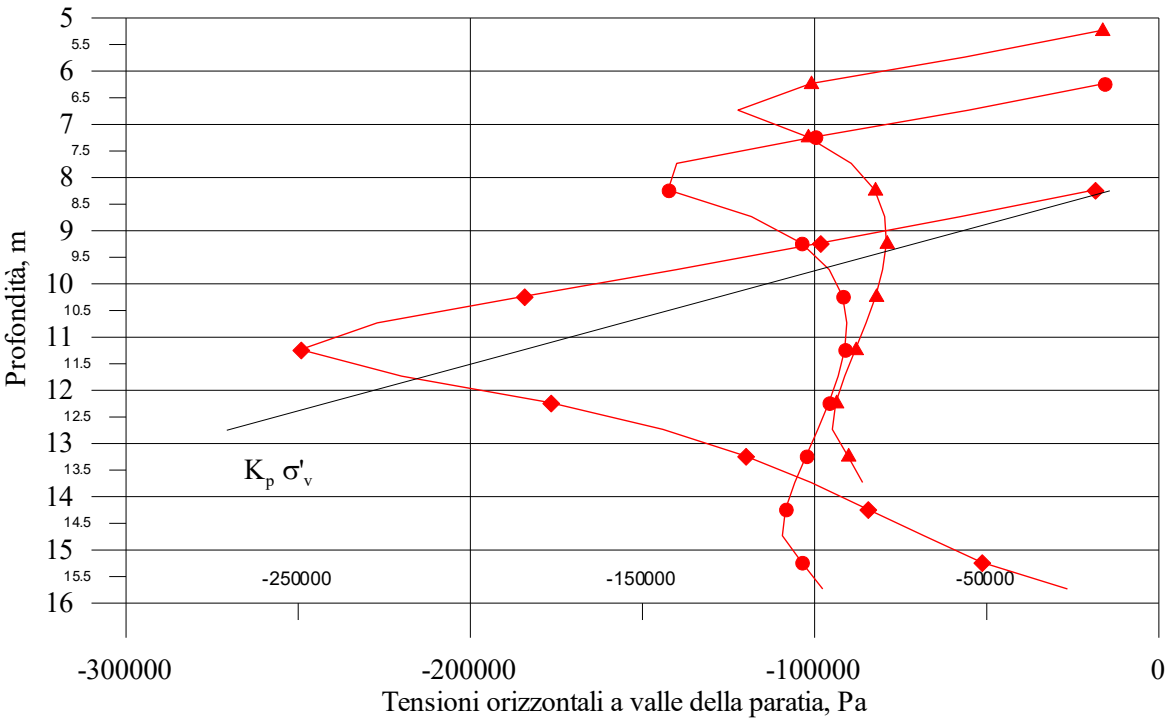
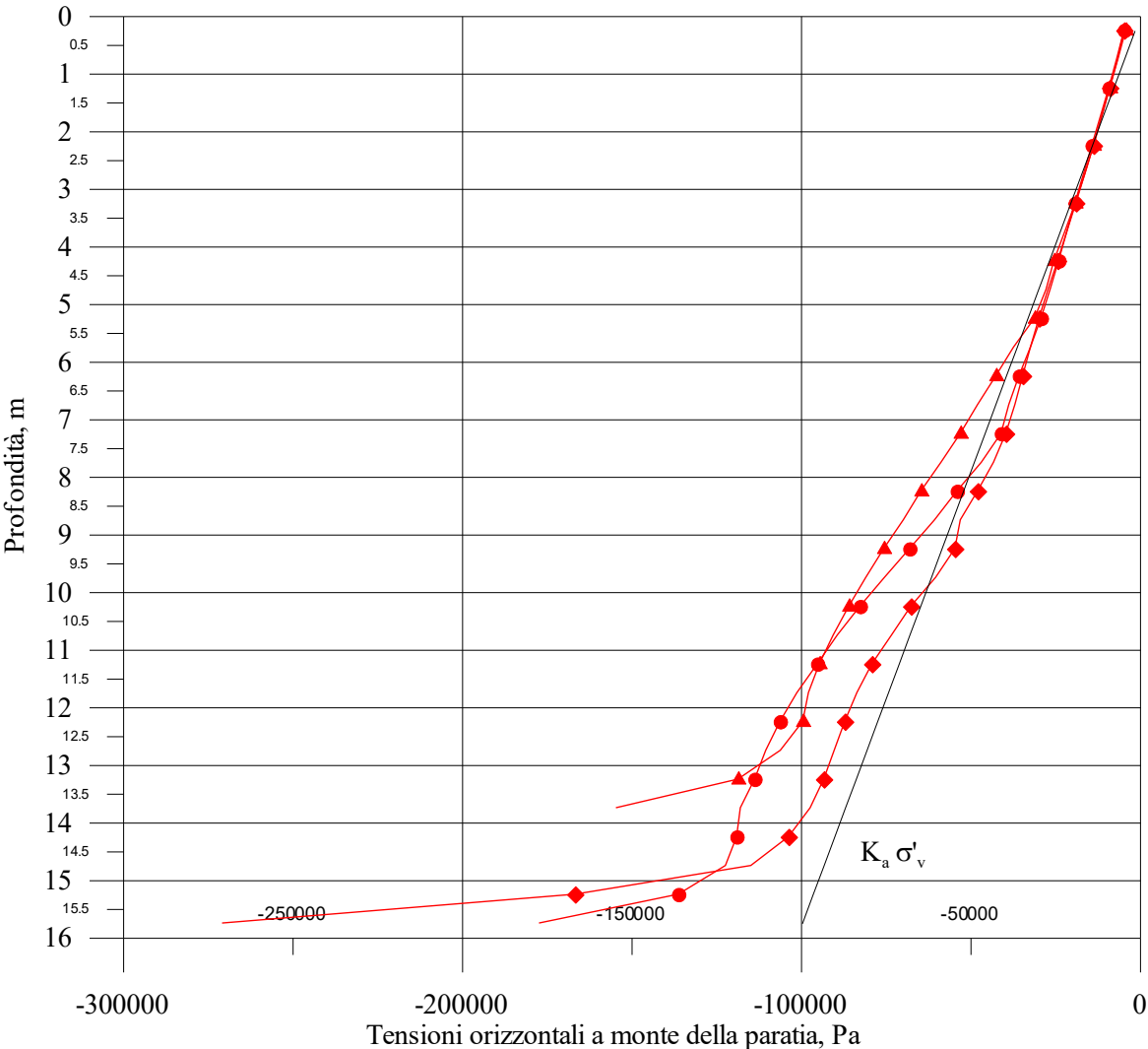


Fig. 4.5 Confronto tra opere diverse, andamento del momento flettente  
Fig 4.6 Confronto tra opere diverse, tensioni a monte ed a valle della paratia  
Fig. 4.7 Confronto tra opere diverse, spostamenti orizzontali della paratia



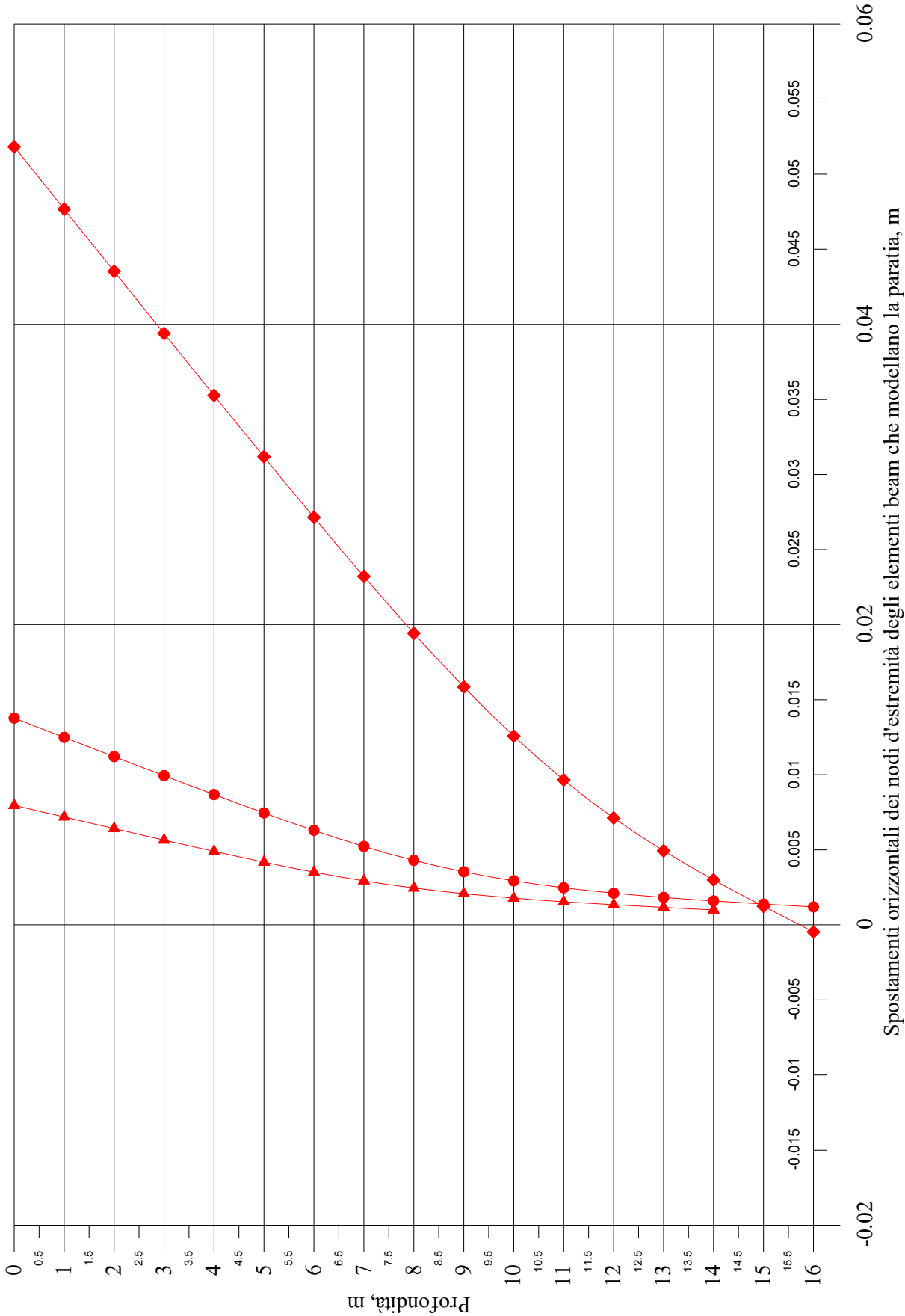


Fig 4.7

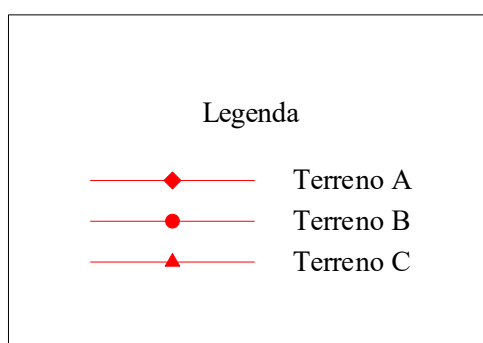
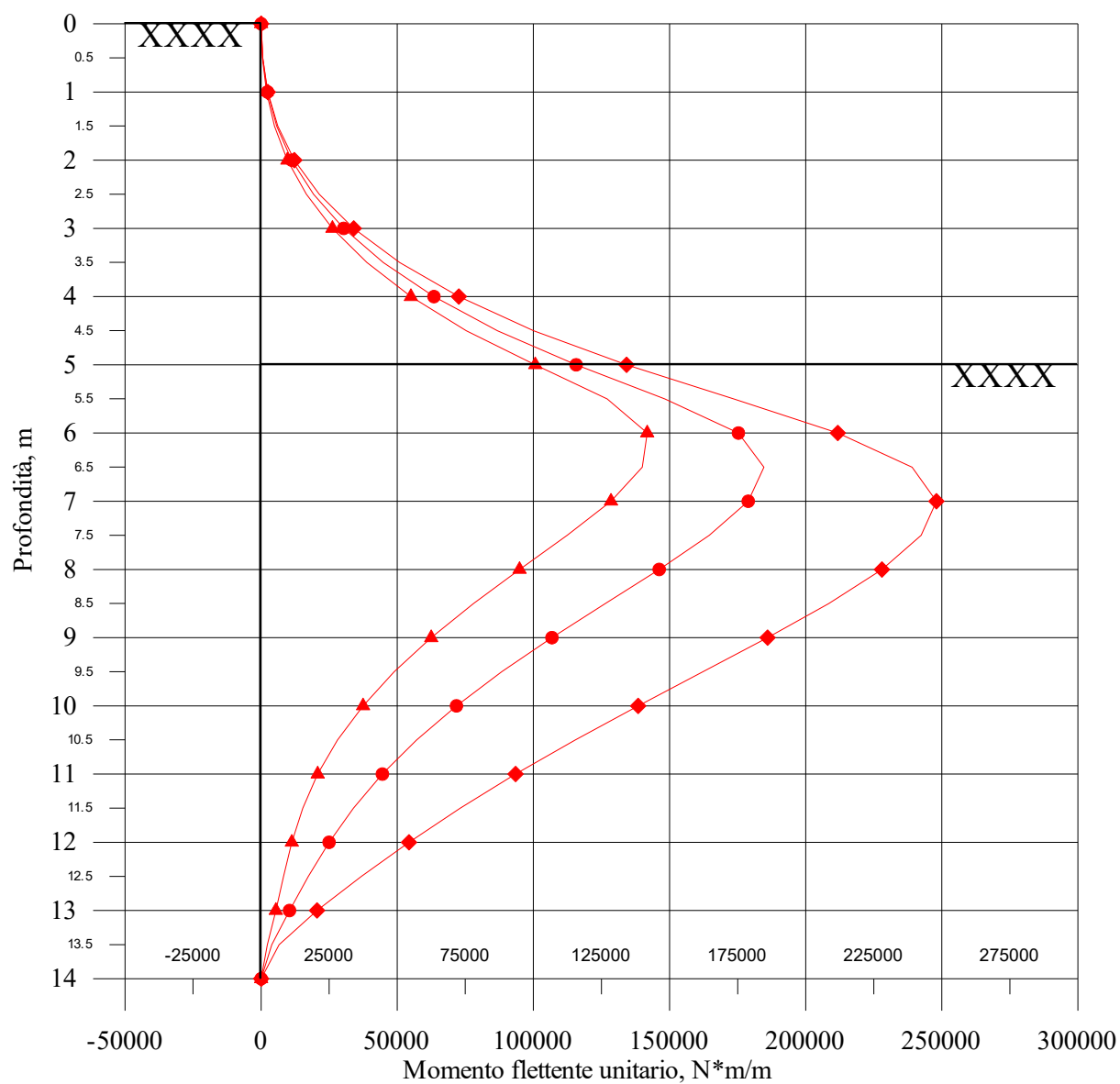
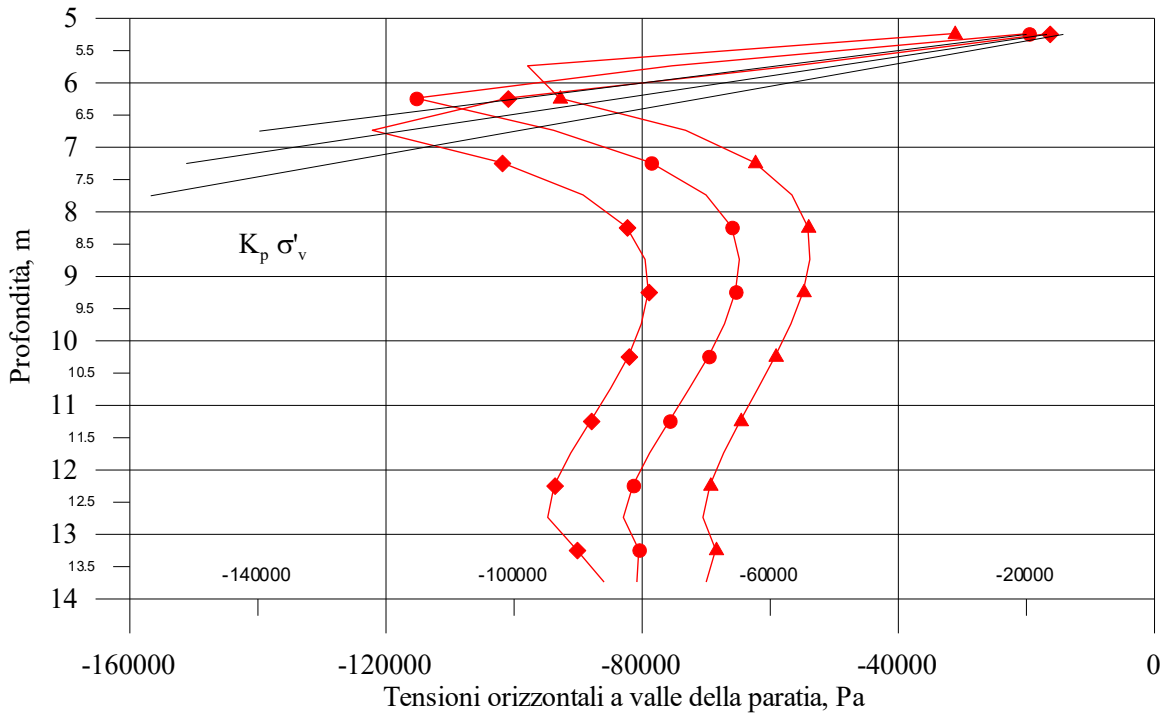
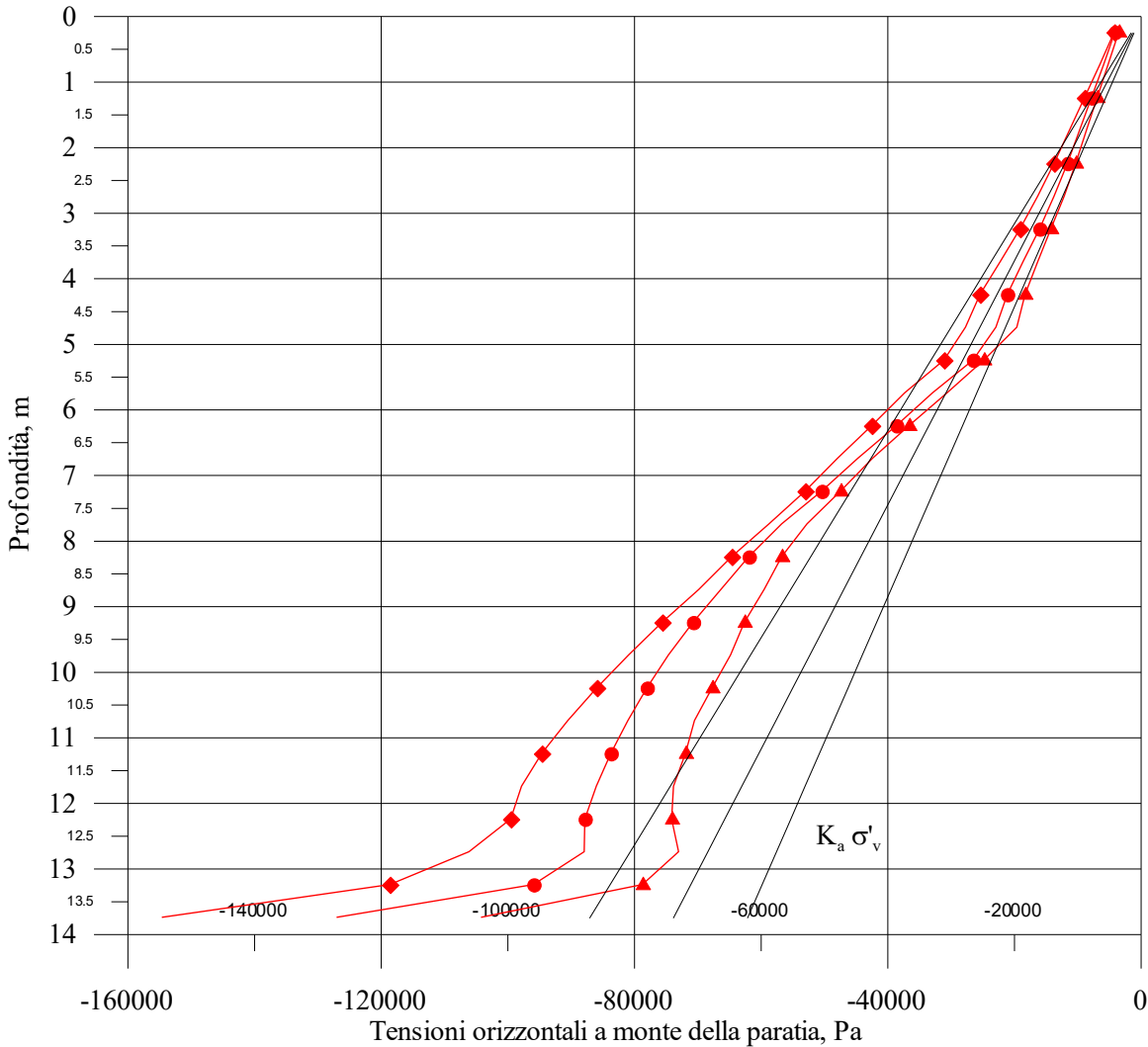


Fig. 4.8 Confronto tra i tre terreni considerati, andamento del momento flettente  
 Fig. 4.9 Confronto tra i tre terreni considerati, tensioni a monte ed a valle della paratia  
 Fig. 4.10 Confronto tra i tre terreni considerati, spostamenti orizzontali della paratia



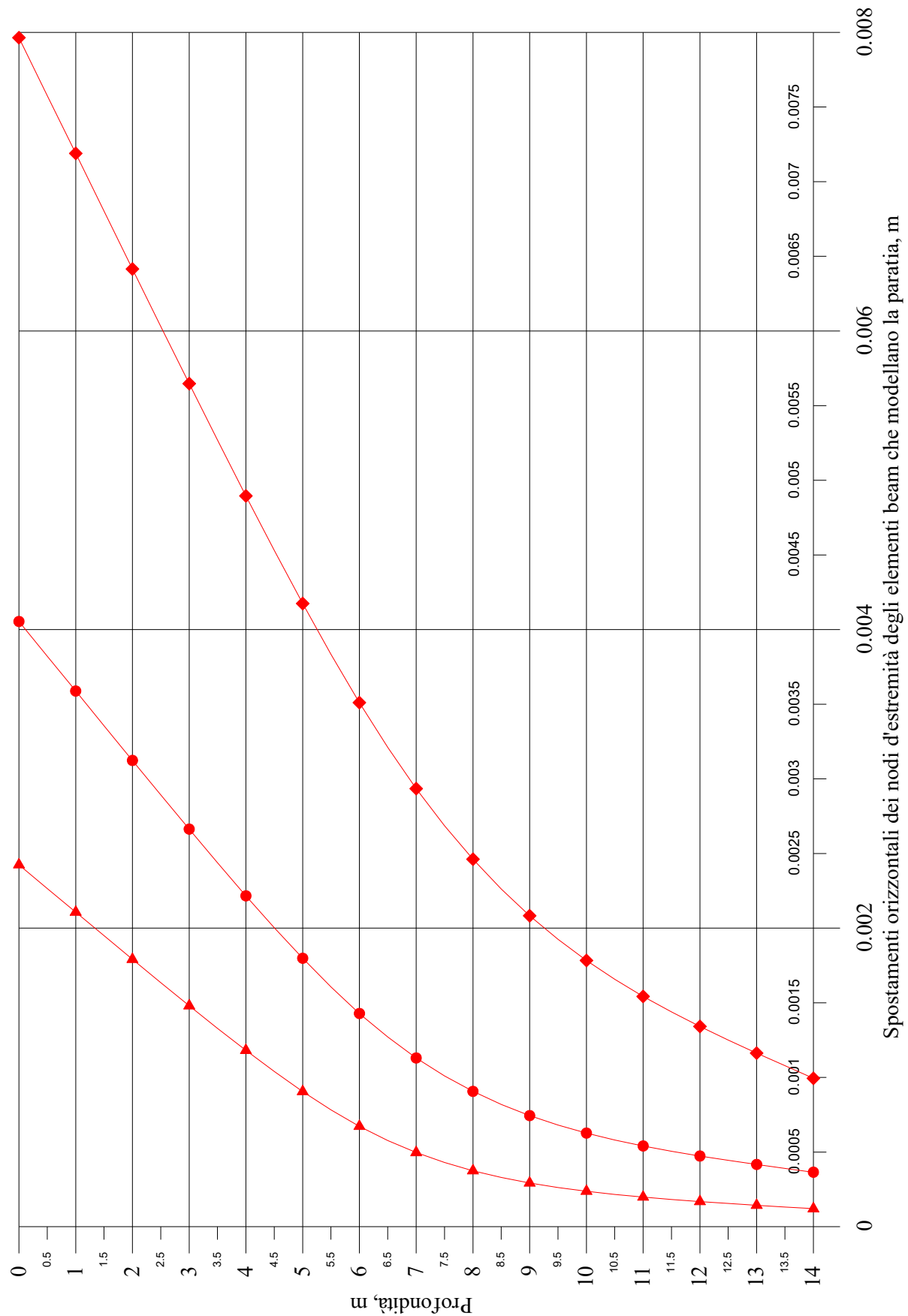
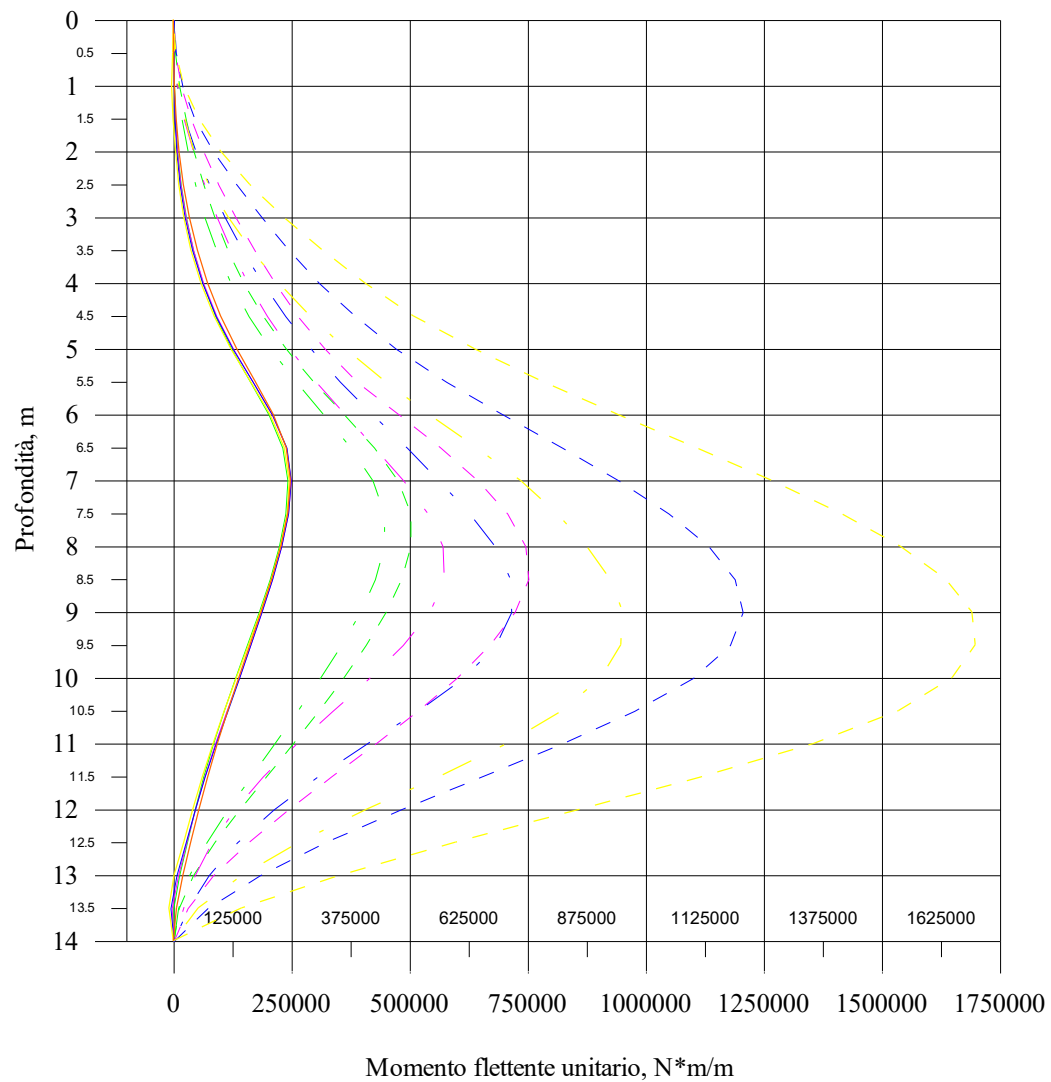


Fig 4.10



- Analisi statica
- $M_{\text{Min}} a_g = 0.1 * g$
- - -  $M_{\text{Max}} a_g = 0.1 * g$
- . -  $M_{\text{Res}} a_g = 0.1 * g$
- $M_{\text{Min}} a_g = 0.2 * g$
- - -  $M_{\text{Max}} a_g = 0.2 * g$
- . -  $M_{\text{Res}} a_g = 0.2 * g$
- $M_{\text{Min}} a_g = 0.3 * g$
- - -  $M_{\text{Max}} a_g = 0.3 * g$
- . -  $M_{\text{Res}} a_g = 0.3 * g$
- $M_{\text{Min}} a_g = 0.4 * g$
- - -  $M_{\text{Max}} a_g = 0.4 * g$
- . -  $M_{\text{Res}} a_g = 0.4 * g$

Fig. 4.11 Terreno A, involucri del momento flettente nelle paratie



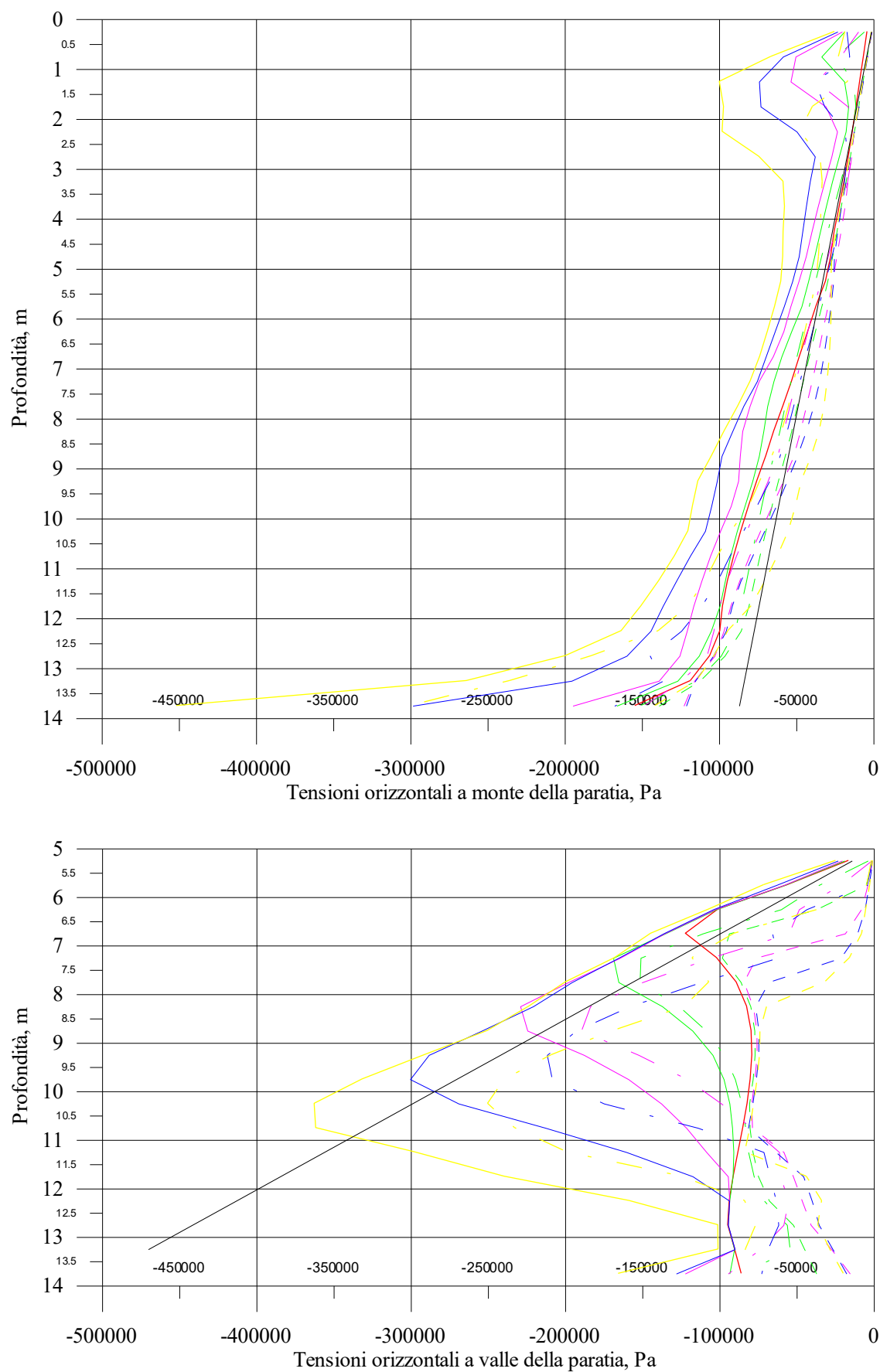


Fig. 4.12 Terreno A, involucri delle distribuzioni delle tensioni orizzontali sulle paratie

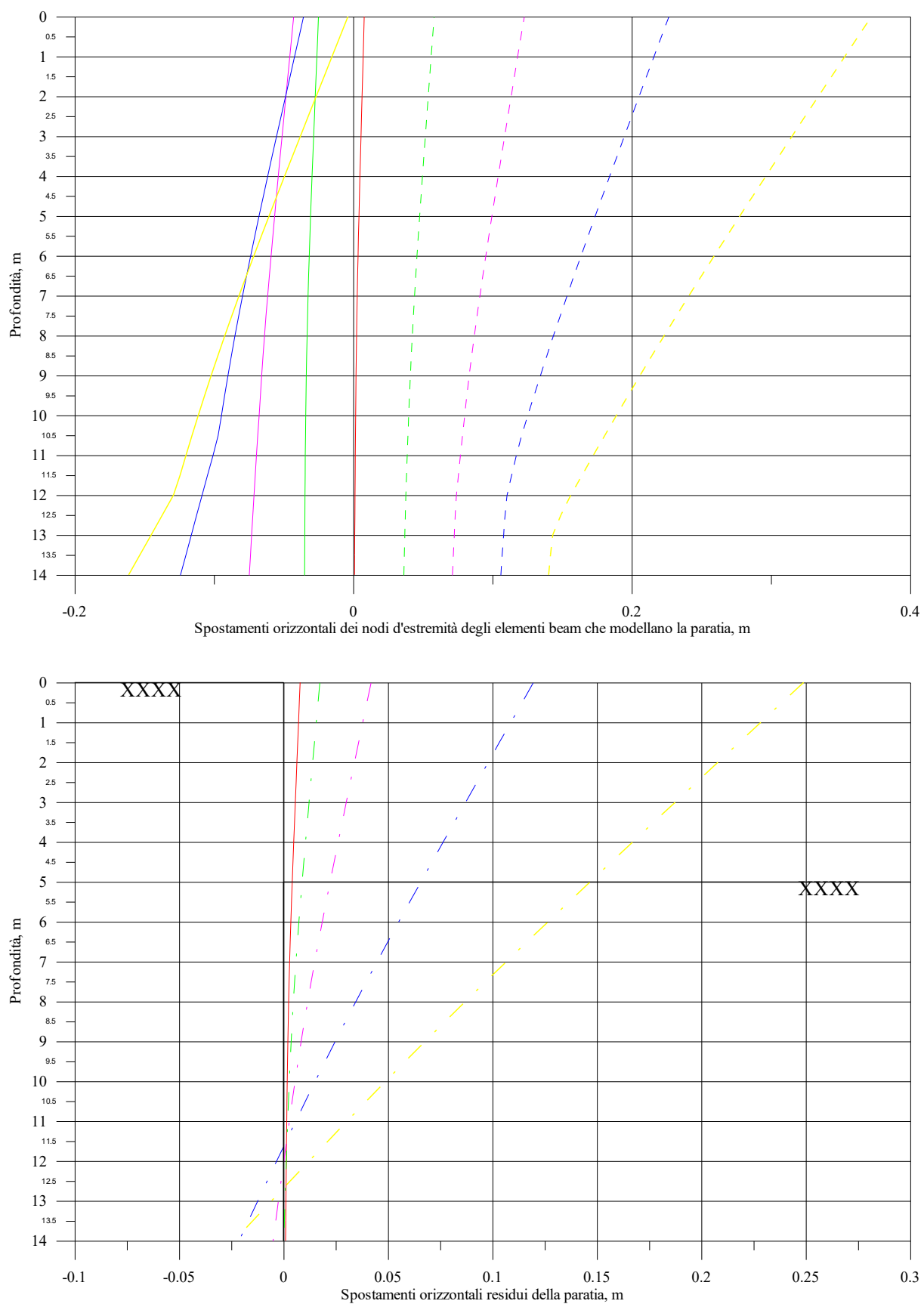


Fig. 4.13 Terreno A, spostamenti estremi e residui delle paratie

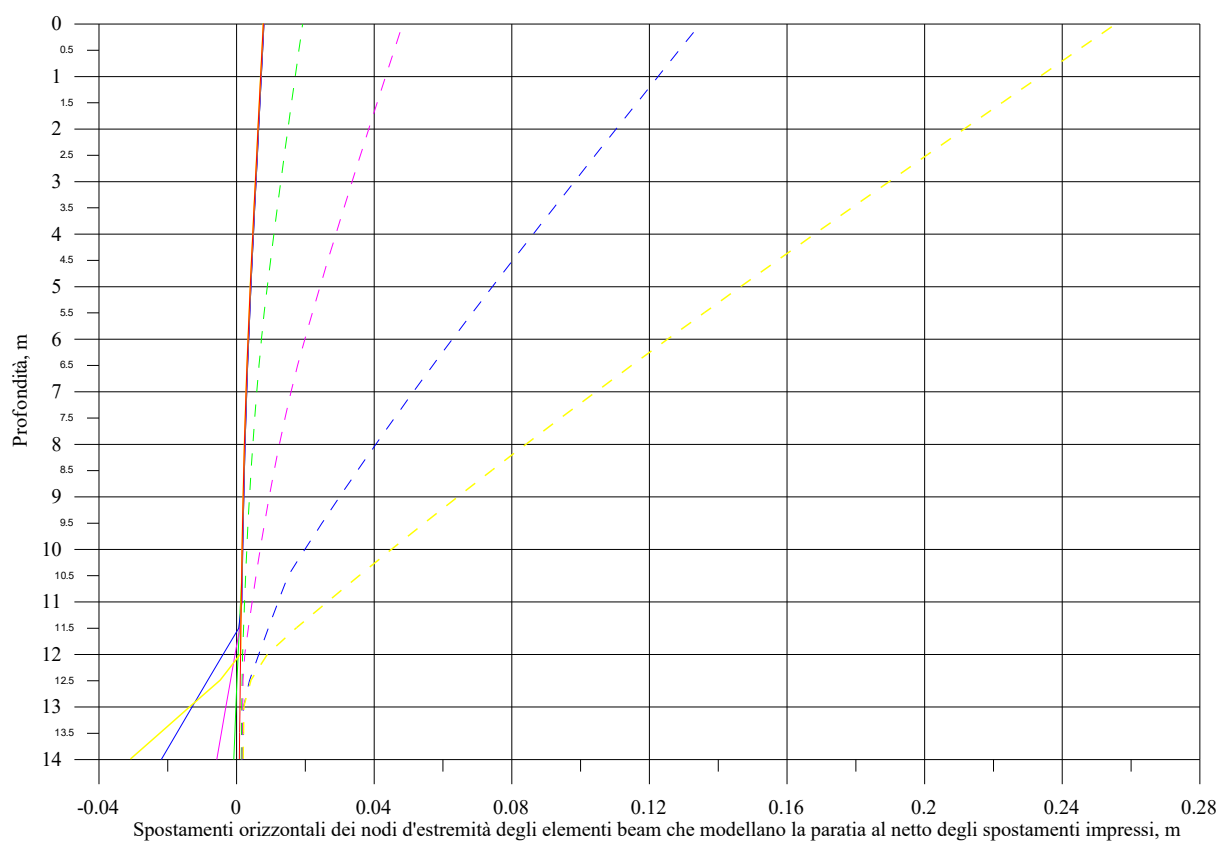


Fig. 4.14 Terreno A, involucri degli spostamenti delle paratie

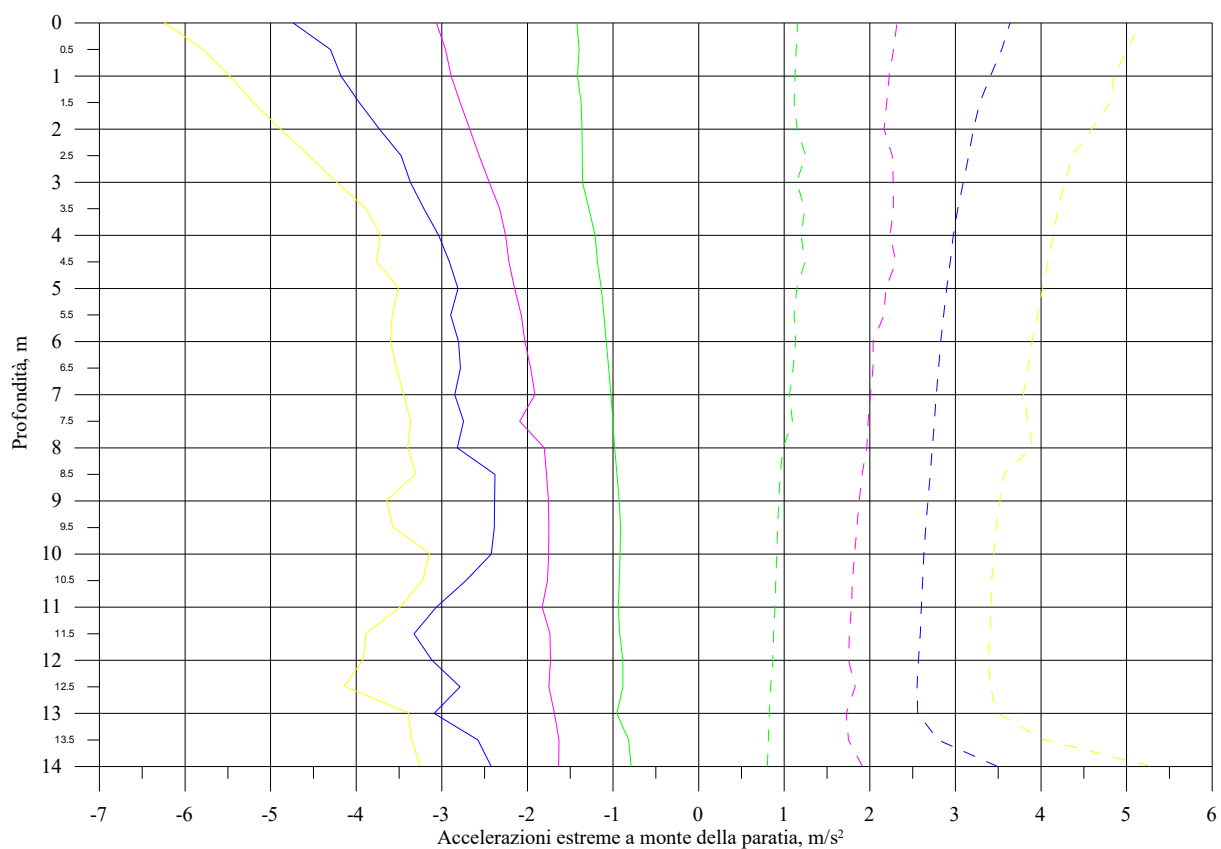
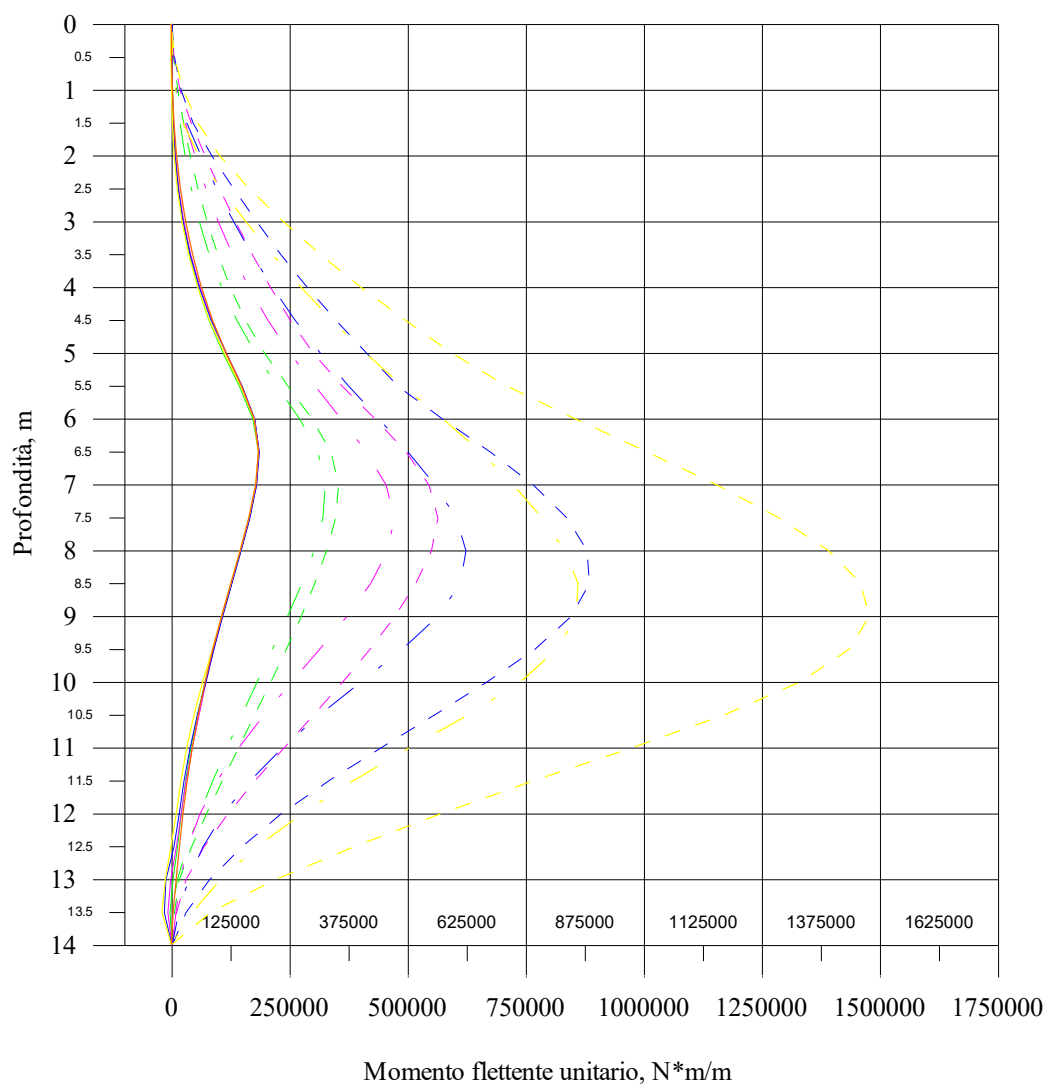


Fig. 4.15 Terreno A, profili delle accelerazioni orizzontali estreme nel terreno a monte delle paratie



- Analisi statica
- $M_{Min} a_g = 0.1 * g$
- - -  $M_{Max} a_g = 0.1 * g$
- . -  $M_{Res} a_g = 0.1 * g$
- $M_{Min} a_g = 0.2 * g$
- - -  $M_{Max} a_g = 0.2 * g$
- . -  $M_{Res} a_g = 0.2 * g$
- $M_{Min} a_g = 0.3 * g$
- - -  $M_{Max} a_g = 0.3 * g$
- . -  $M_{Res} a_g = 0.3 * g$
- $M_{Min} a_g = 0.4 * g$
- - -  $M_{Max} a_g = 0.4 * g$
- . -  $M_{Res} a_g = 0.4 * g$

Fig. 4.16 Terreno B, involucri del momento flettente nelle paratie

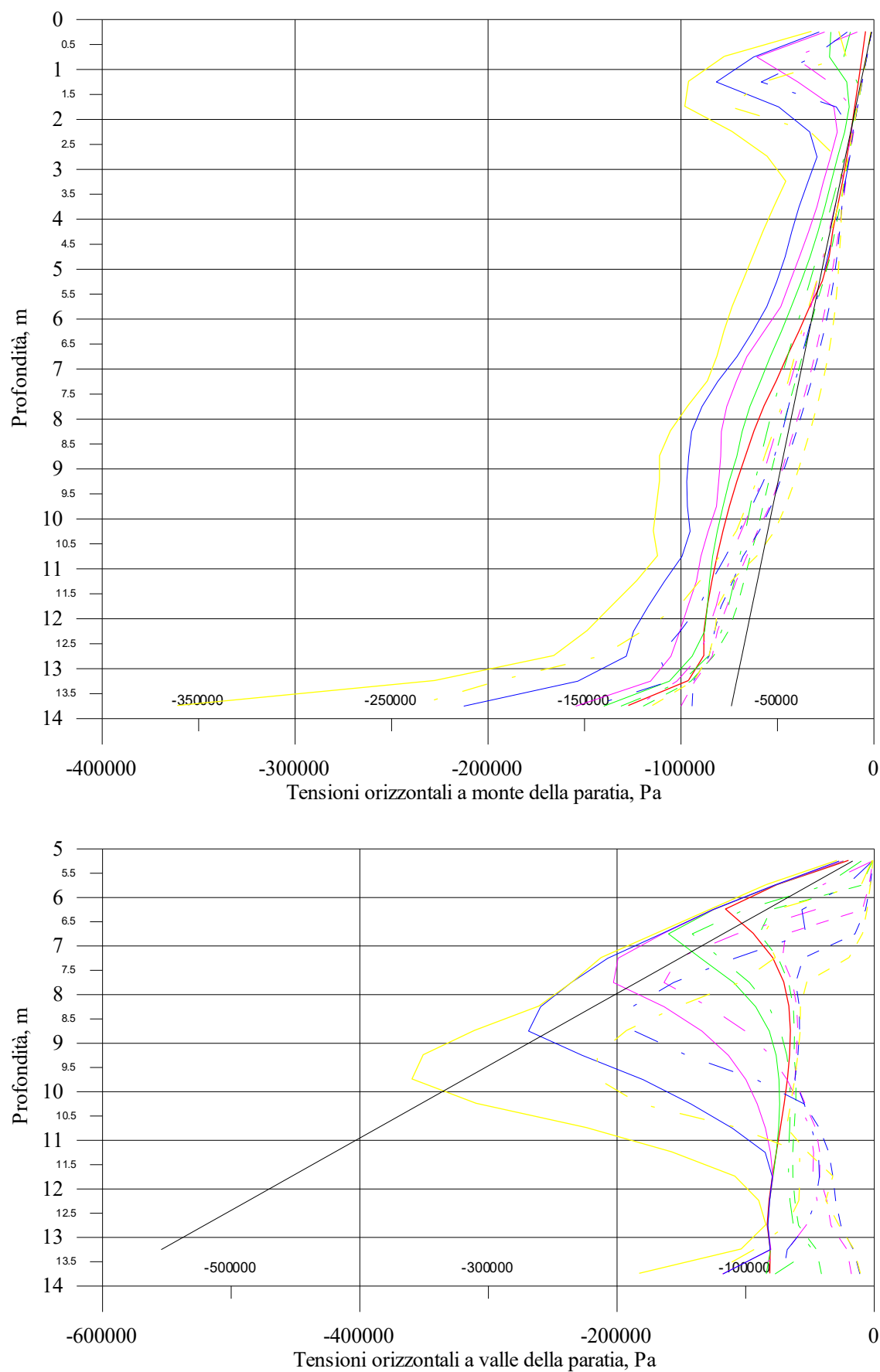


Fig. 4.17 Terreno B, involucri delle distribuzioni delle tensioni orizzontali sulle paratie

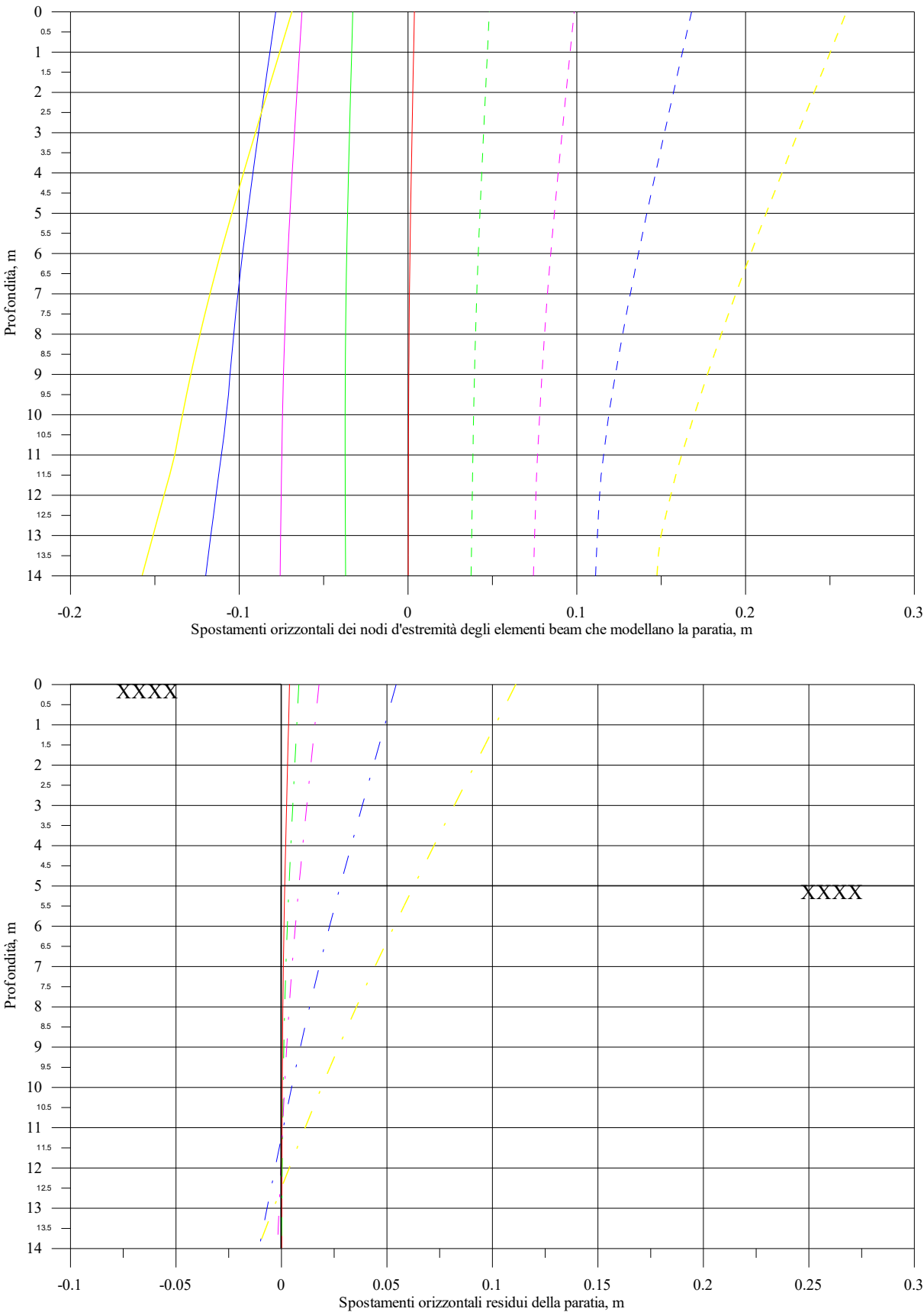


Fig. 4.18 Terreno B, spostamenti estremi e residui delle paratie

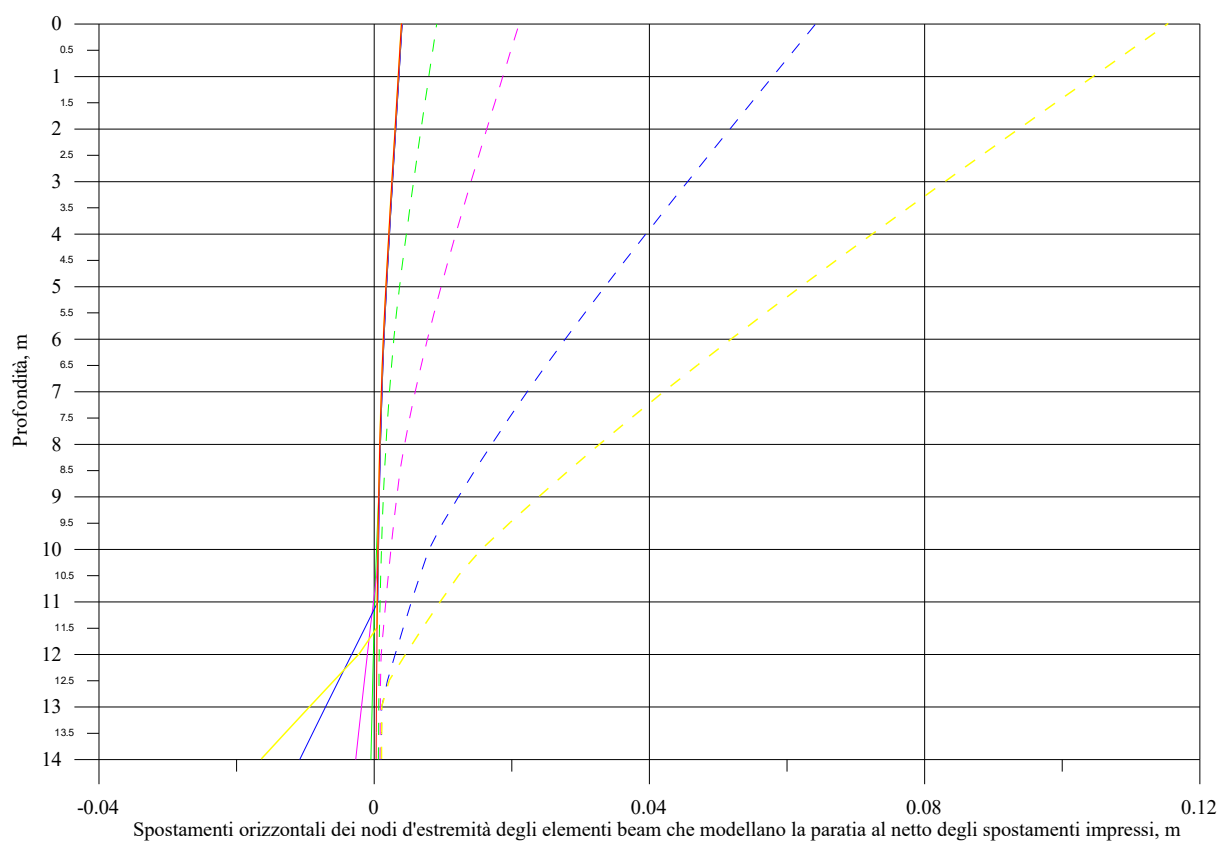


Fig. 4.19 Terreno B, involucri degli spostamenti delle paratie

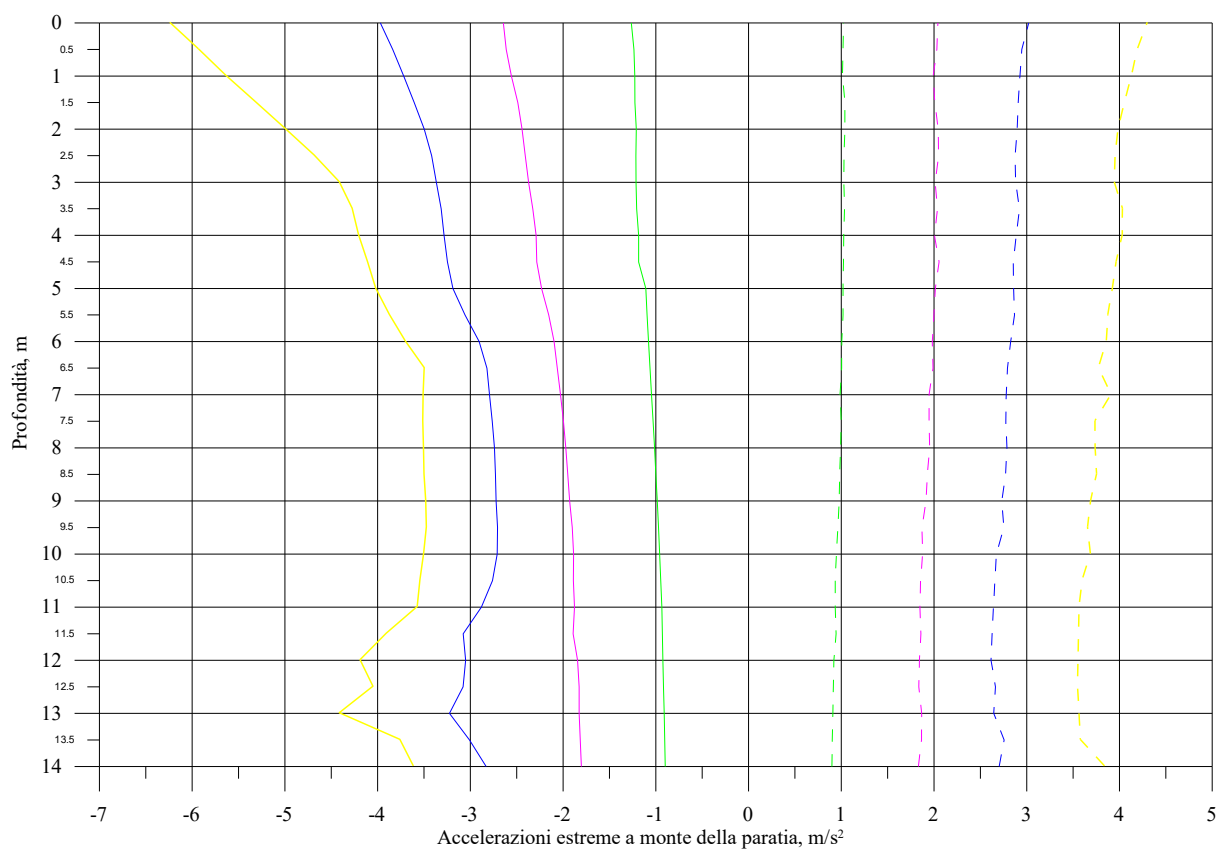
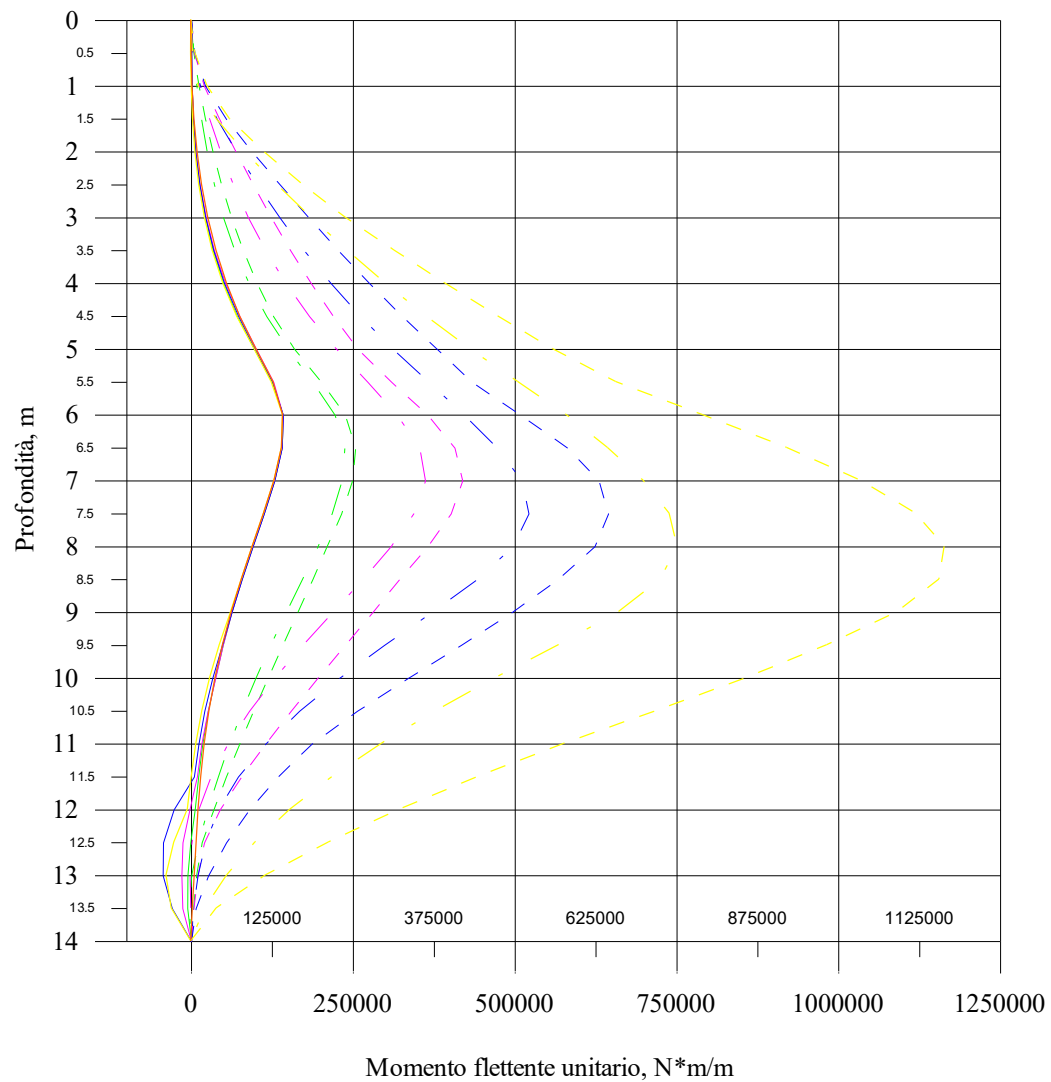


Fig. 4.20 Terreno B, profili delle accelerazioni orizzontali estreme nel terreno a monte delle paratie



Confronto per il caso della paratia a sbalzo con altezza di scavo uguale a 5 m e profondità di infissione pari a 9 m

- Analisi statica
- $M_{\text{Min}} a_g = 0.1 * g$
- -  $M_{\text{Max}} a_g = 0.1 * g$
- .  $M_{\text{Res}} a_g = 0.1 * g$
- $M_{\text{Min}} a_g = 0.2 * g$
- -  $M_{\text{Max}} a_g = 0.2 * g$
- .  $M_{\text{Res}} a_g = 0.2 * g$
- $M_{\text{Min}} a_g = 0.3 * g$
- -  $M_{\text{Max}} a_g = 0.3 * g$
- .  $M_{\text{Res}} a_g = 0.3 * g$
- $M_{\text{Min}} a_g = 0.4 * g$
- -  $M_{\text{Max}} a_g = 0.4 * g$
- .  $M_{\text{Res}} a_g = 0.4 * g$

Fig. 4.21 Terreno C, involucri del momento flettente nelle paratie



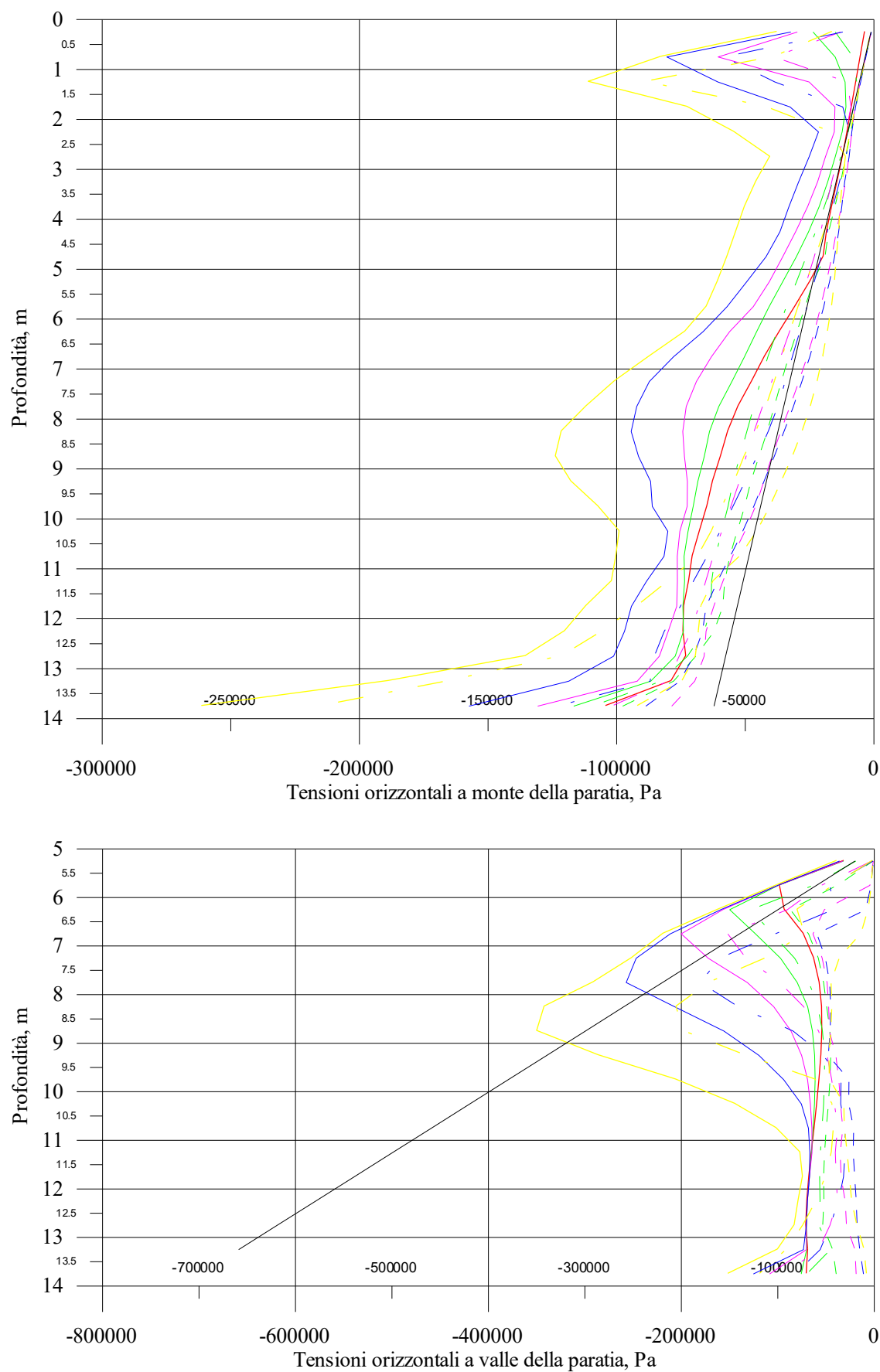


Fig. 4.22 Terreno C, involucri delle distribuzioni delle tensioni orizzontali sulle paratie

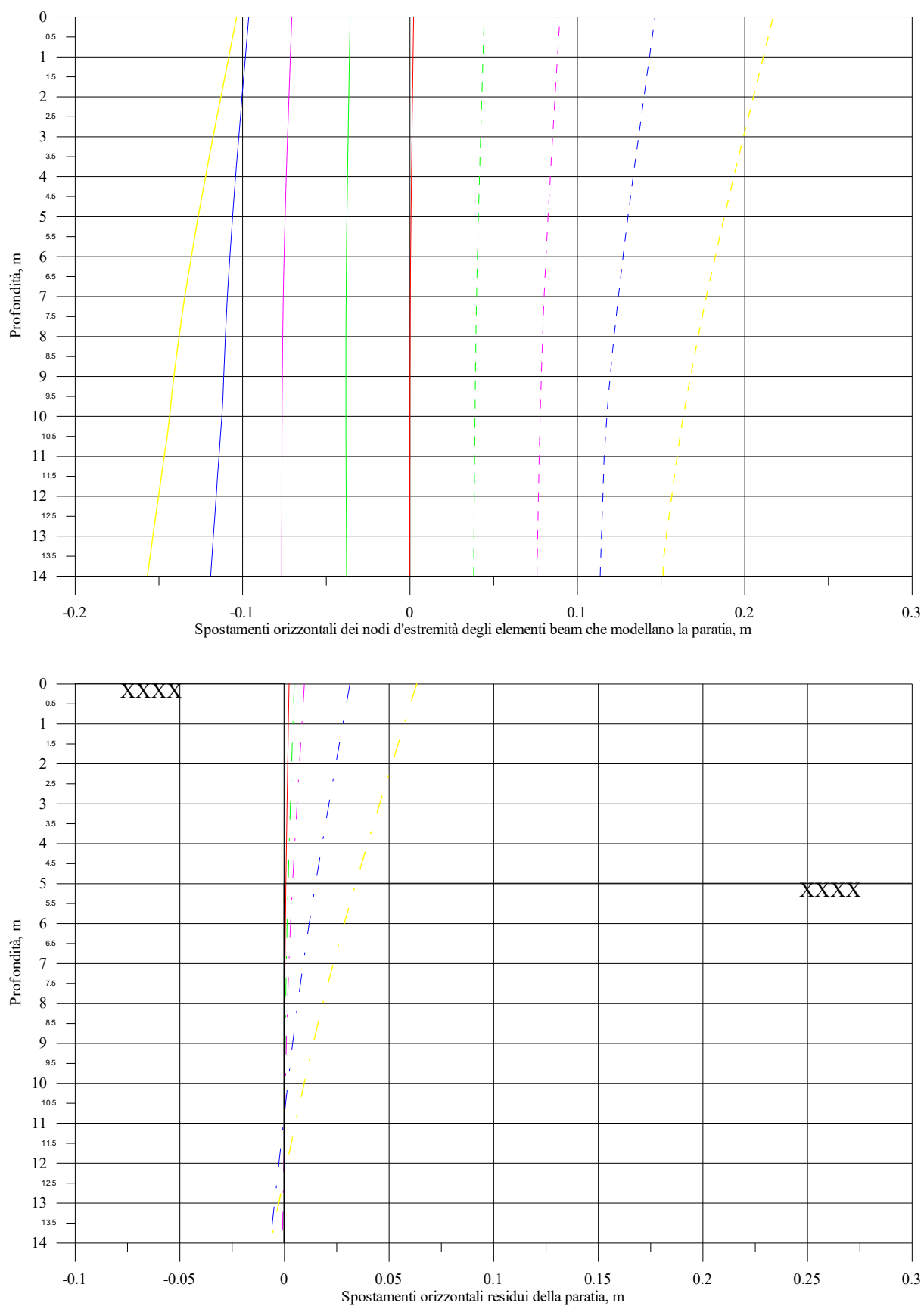


Fig. 4.23 Terreno C, spostamenti estremi e residui delle paratie

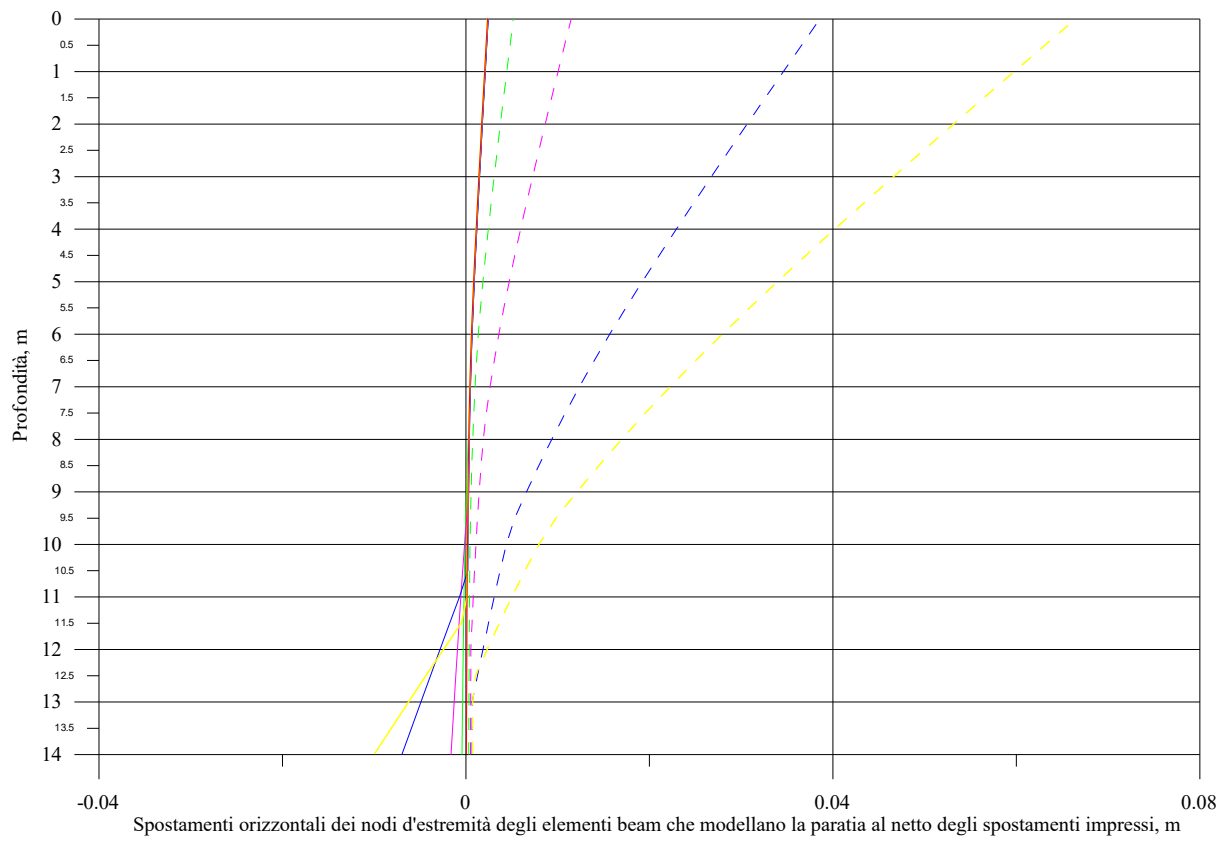


Fig. 4.24 Terreno C, involucri degli spostamenti delle paratie

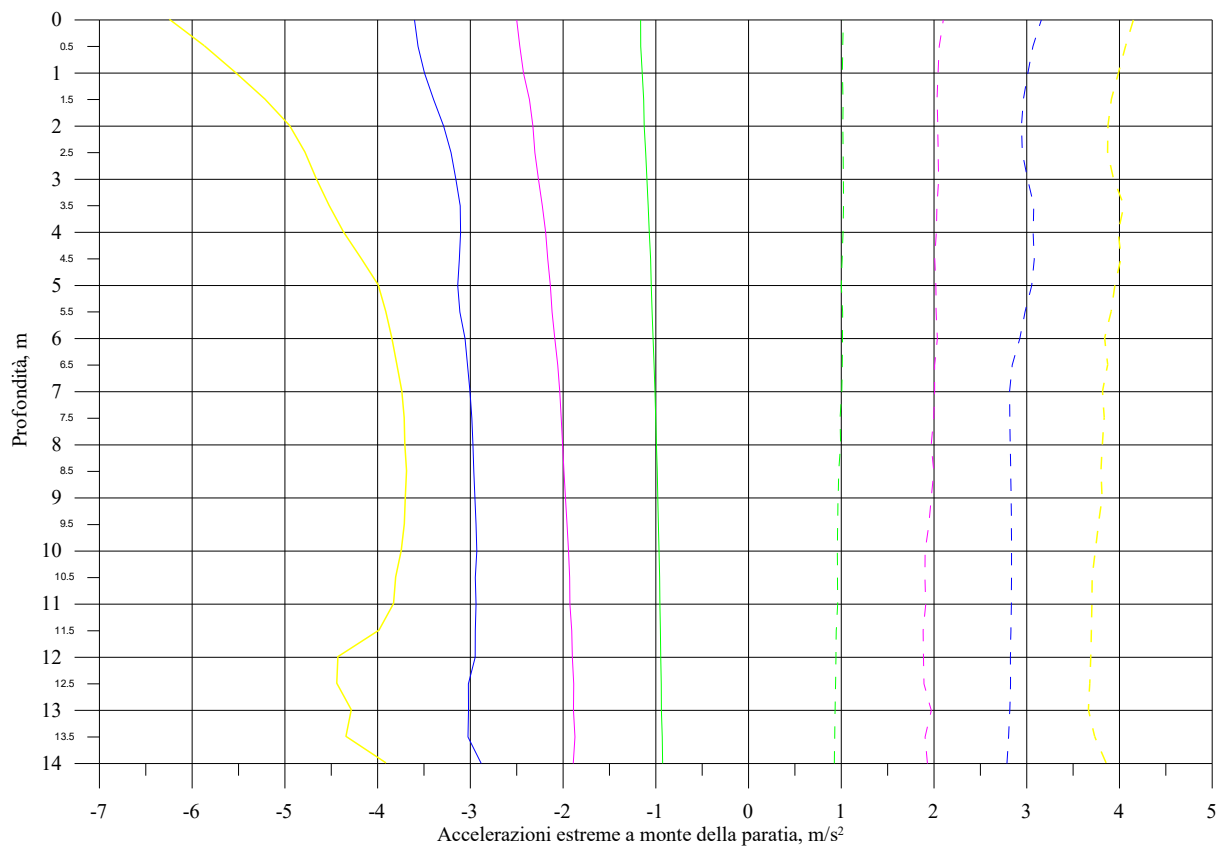


Fig. 4.25 Terreno C, profili delle accelerazioni orizzontali estreme nel terreno a monte delle paratie

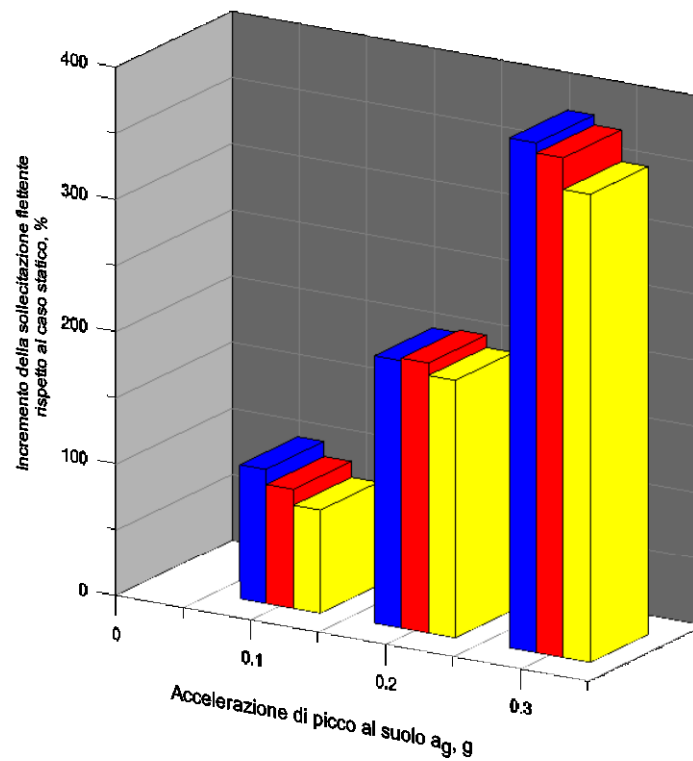


Fig. 4.26 Incremento percentuale della sollecitazione flettente di progetto rispetto al caso statico (in funzione del valore di  $a_g$ , per i tre terreni considerati: in blu il Terreno A, in rosso il Terreno B, in giallo il Terreno C)

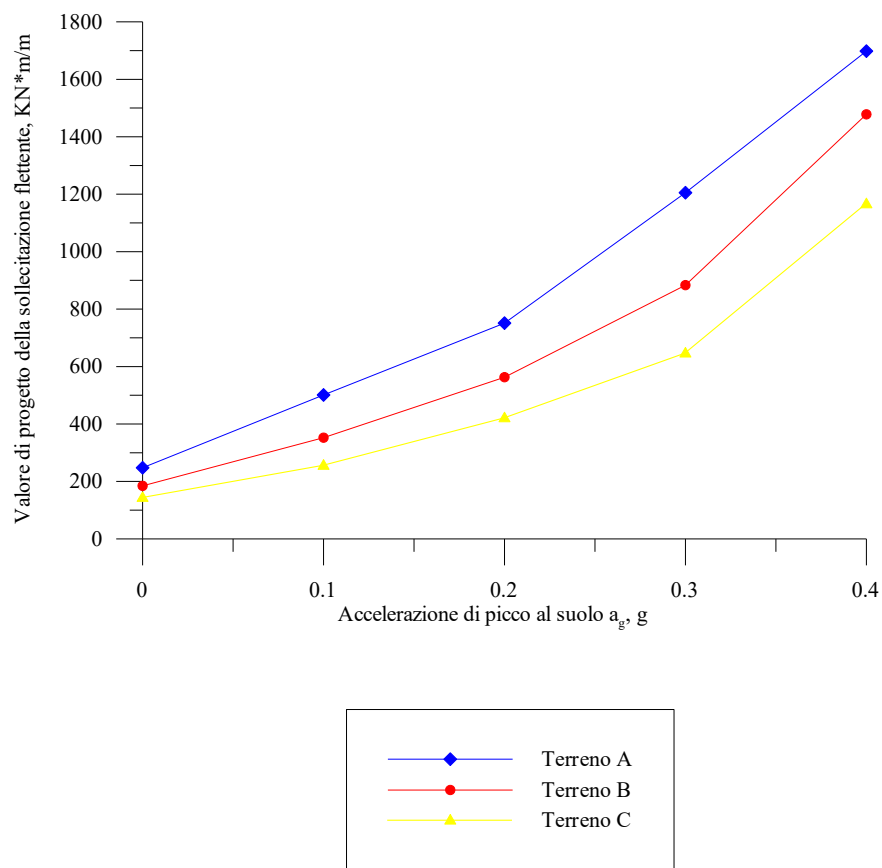


Fig. 4.27 Valori di progetto del momento flettente

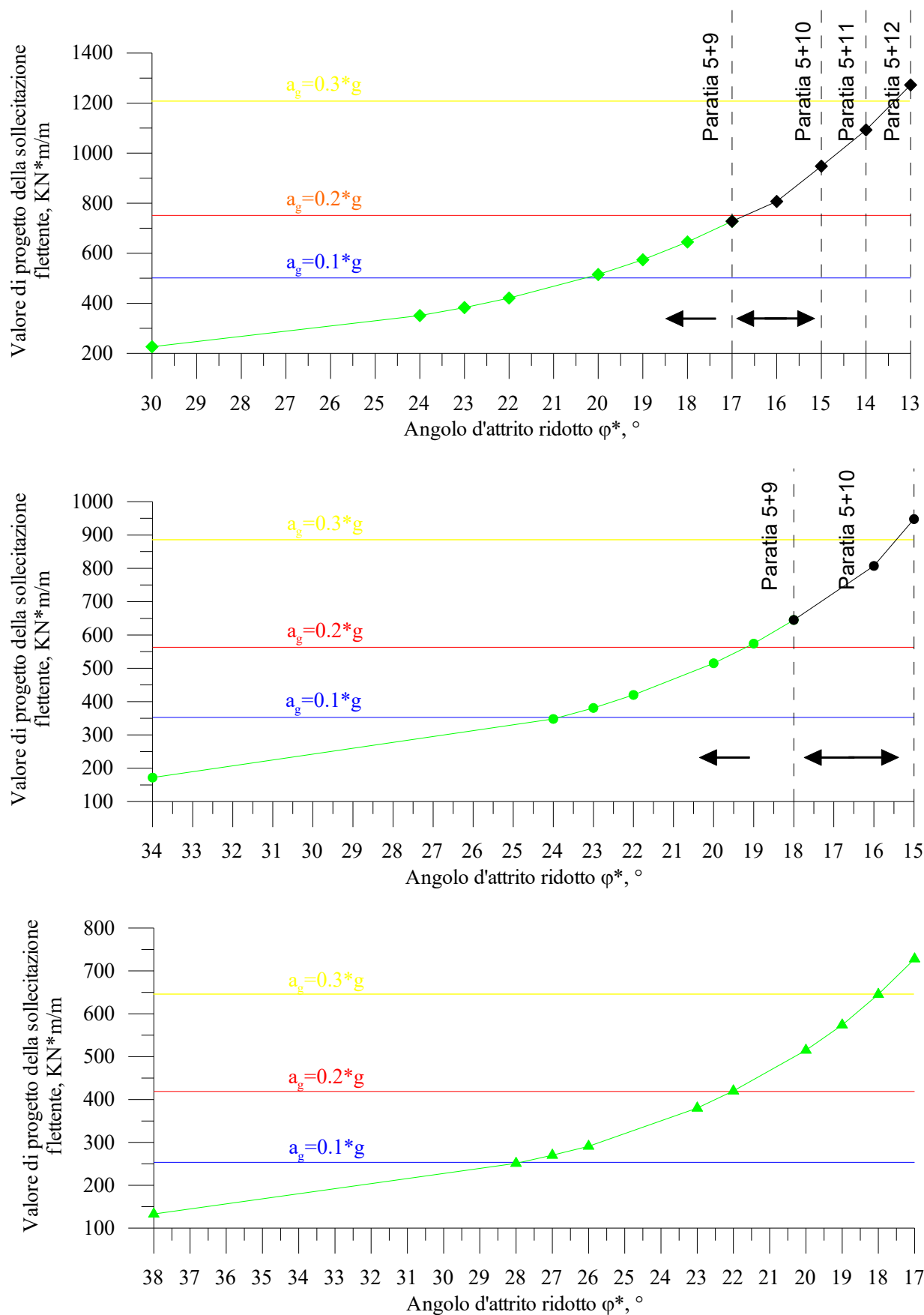
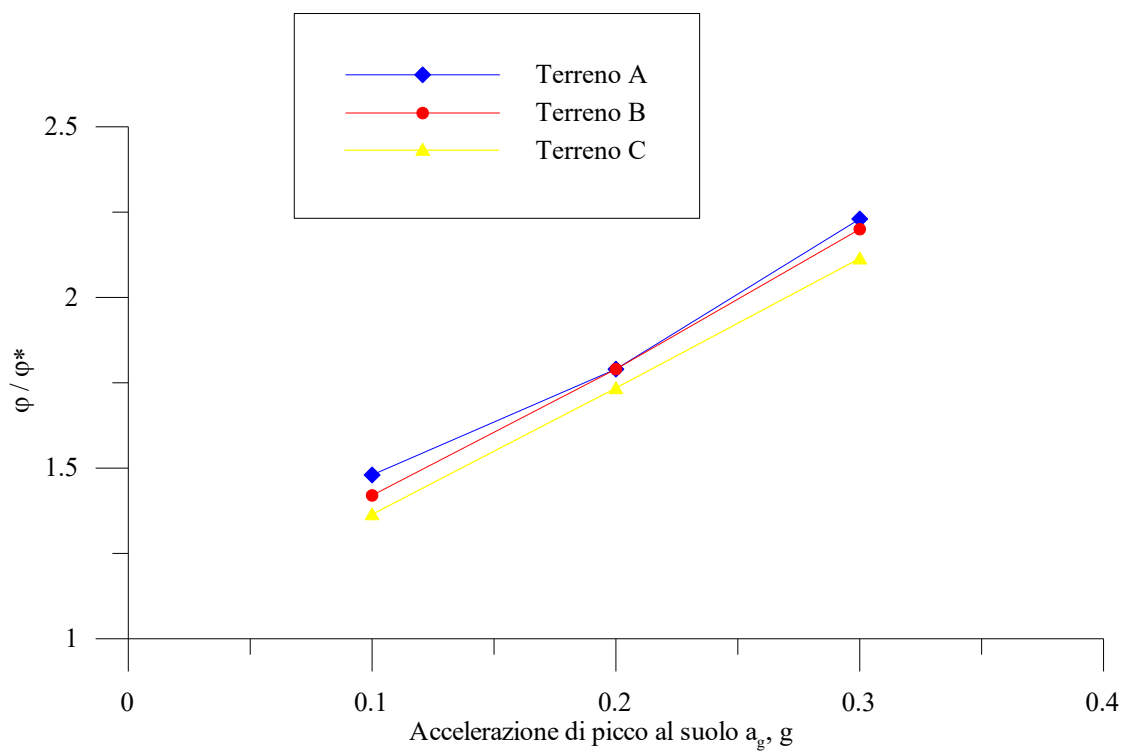


Fig. 4.28 Terreni A, B e C, risultati delle analisi pseudostatiche

Fig. 4.29 Andamento del rapporto  $\varphi / \varphi^*$

## Capitolo 5

# ANALISI NEL CASO DI TERRENO A GRANA FINE

### 5.1 Generalità

---

Lo studio del comportamento dinamico delle paratie a sbalzo è stato condotto anche con riferimento al caso di opere realizzate in terreni a grana fine.

Il lavoro non è stato evidentemente finalizzato all'individuazione di una procedura per l'esecuzione di analisi pseudostatiche bensì ad una valutazione dell'amplificazione per effetto del sisma della sollecitazione flettente e degli spostamenti di progetto oltre che ad un confronto con i risultati ottenuti in precedenza per i terreni granulari asciutti.

Le analisi sono state portate avanti pensando ad una risposta non drenata del terreno alla sollecitazione sismica ed ad una determinazione della stessa in termini delle sole tensioni totali. Questa scelta che preclude, per ovvi motivi, la possibilità di eseguire analisi pseudostatiche deriva dalle caratteristiche di permeabilità di limi ed argille in relazione alla natura dell'azione sismica la cui durata non è sicuramente tale da consentire il raggiungimento delle condizioni drenate del terreno.

Quest'ultimo è stato pertanto modellato come un mezzo sostanzialmente monofase caratterizzando il criterio di resistenza del materiale con un valore nullo dell'angolo d'attrito ( $\varphi=\varphi_u=0$ ) ed un valore pari alla resistenza non drenata per la coesione ( $c=c_u$ ). Coerentemente con queste assunzioni la definizione del legame costitutivo è stata completata utilizzando il modulo di elasticità longitudinale non drenato  $E_u$  oltre che un valore del modulo di Poisson pari a 0.5 per tenere conto dell'assenza di variazioni di volume.

Ulteriori dettagli dei modelli impiegati assieme ai risultati delle analisi statiche sono riportati nel paragrafo successivo. Nel completare questa introduzione al capitolo precisiamo soltanto che in analogia a quanto fatto in precedenza la variabile di riferimento per lo studio condotto è stato il grado di sovraconsolidazione del materiale che è stato correlato a diversi profili di variazione della resistenza non drenata con la profondità.

## 5.2 Risultati delle analisi statiche

Il problema studiato differisce da quello illustrato in precedenza per la geometria (pur continuando ad analizzare paratie a sbalzo è stata considerata un'altezza di scavo ridotta a 4 metri), per l'assunzione di quota piezometrica coincidente con il piano campagna ai fini del calcolo delle tensioni litostatiche e soprattutto per i terreni considerati.

Allo scopo di valutare l'influenza sulla risposta del grado di sovraconsolidazione del materiale sono stati peraltro utilizzati quattro differenti profili di variazione della resistenza non drenata con la profondità (cfr. Fig. 5.1).

Tre di questi sono stati correlati a valori maggiori dell'unità del grado di sovraconsolidazione ( $OCR > 1$ ) e dunque è stata assunta la costanza della resistenza non drenata con valori pari a 60, 120 e 240 kPa. Questi terreni sono stati peraltro identificati rispettivamente con le sigle S060, S120 e S240.

Ammettendo valida la correlazione

$$\frac{E_u}{c_u} = 500 \quad (5.1)$$

sono stati inoltre ricavati per il modulo di elasticità longitudinale non drenato  $E_u$  i valori riportati nella tabella seguente:

	<b>Valori di <math>c_u</math> e del modulo <math>E_u</math>, MPa</b>		
	<b>Terreno S060</b>	<b>Terreno S120</b>	<b>Terreno S240</b>
<b><math>c_u</math></b>	0.06	0.12	0.24
<b><math>E_u</math></b>	30	60	120

Tab. 5.1

Per quanto riguarda invece il quarto profilo abbiamo pensato di modellare un'argilla normalmente consolidata ( $OCR=1$ ) per cui abbiamo assunto, a partire da una profondità fissata  $z_0$ , una variazione linearmente crescente con la profondità per la resistenza non drenata sulla base della correlazione seguente:



$$\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} = 0.30 \quad (5.2)$$

Al di sopra della profondità  $z_0$  è stato assunto un valore costante per  $c_u$  pari proprio al valore calcolato alla profondità  $z_0$  con la correlazione appena indicata:

$$c_u(z = z_0) = 0.30 \cdot \gamma_b \cdot z_0 \quad (5.3)$$

Il modulo non drenato  $E_u$  è stato altresì calcolato utilizzando per ogni profondità la correlazione:

$$\frac{E_u}{c_u} = 1000 \quad (5.4)$$

La relazione (5.3) si ricava nell'ipotesi di superficie piezometrica coincidente con il piano campagna. E' chiaro che la scelta fatta riguardo la posizione della falda influisce solo ai fini della determinazione dei profili di  $c_u$  con la profondità e delle tensioni orizzontali iniziali visto che le analisi che mostreremo sono state pensate ed eseguite come non drenate.

Il valore di  $z_0$  è stato inizialmente fissato in 3 m (Terreno identificato con la sigla NC1). Successivamente, una volta osservato che l'opera era piuttosto sollecitata, sia rispetto a tutte le altre sia in generale, sia in campo statico sia in campo dinamico, abbiamo raddoppiato il valore a 6 m (Terreno identificato con la sigla NC2).

Non è stata questo l'unico accorgimento di cui ci siamo serviti in corso d'opera nell'ambito di questo gruppo di analisi.

Infatti, portandole avanti ci siamo accorti che le stesse non convergevano per valori del modulo di Poisson uguali o prossimi a 0.5, valori che come detto teoricamente corrispondono all'assenza di variazioni volumetriche.

Il problema è che con le formule dell'elasticità si ricavano valori eccessivi del modulo di compressibilità volumetrica  $K$  dato che lo stesso tende all'infinito per  $\nu$  che tende a 0.5:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \qquad K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2\nu)} \qquad (5.5)$$

Con riferimento a situazioni di questo tipo il manuale di FLAC suggerisce l'impiego di un modulo non drenato di lavoro calcolato da determinare con l'espressione:

$$K_u = K + \frac{K_w}{n} \qquad (5.6)$$

essendo  $n$  la porosità e  $K_w$  il modulo di compressibilità volumetrica dell'acqua.

Dopo i primi test abbiamo tuttavia deciso di procedere impiegando un valore del modulo di Poisson ridotto a 0.45 cui corrispondono i valori di  $K$  riportati nella Tabella 5.2 insieme a tutte le altre grandezze di interesse per i quattro terreni scelti.

Nelle Figg. 5.2, 5.3 e 5.4 sono riportati in sintesi i risultati delle analisi statiche, non ci sembra che gli stessi richiedano peraltro ulteriori commenti.

---

### 5.3 Risultati delle analisi dinamiche

---

Le analisi dinamiche sono state condotte considerando tutti e quattro i terreni di cui al paragrafo precedente e testando i modelli al variare della frequenza dell'input sismico in corrispondenza dei seguenti valori per l'accelerazione di picco al suolo:  $0.1 \cdot g$ ,  $0.2 \cdot g$  e  $0.3 \cdot g$ . I risultati ottenuti nel caso di materiale argilloso normalmente consolidato hanno mostrato come l'opera non sia in grado di sopportare nemmeno i sismi di intensità minore visto che per un valore dell'accelerazione di picco al suolo pari ad un decimo di  $g$  presenta spostamenti tali da poterla considerare fuori servizio.

A nostro avviso l'indicazione che emerge dallo studio condotto e che è riassunta nei diagrammi delle Figure 5.5, 5.6 e 5.7, considerato anche il tipo di opera scelta, è quella di evitare di realizzare paratie a sbalzo in zone sismiche (anche di terza e quarta categoria) nel caso di terreni argillosi normalmente consolidati.

Anche per altezze di scavo contenute, al fine di limitare gli spostamenti prodotti dal terremoto, appare infatti indispensabile l'impiego di ancoraggi delle opere di sostegno.

La risposta delle paratie migliora notevolmente con l'aumentare del grado di sovraconsolidazione del terreno ovvero con l'aumentare della resistenza non drenata.

L'amplificazione della sollecitazione flettente di progetto così come degli spostamenti dell'opera di sostegno si riduce progressivamente all'aumentare del valore di  $c_u$ ; contemporaneamente queste grandezze non assumono mai dei valori tali da essere incompatibili con i requisiti funzionali e/o estetici dell'opera ovvero da far temere per la sicurezza.

A differenza del caso delle paratie in terreni granulari asciutti non si osserva la pratica coincidenza tra la curva che rappresenta l'andamento del momento flettente in condizioni statiche e quelle che delimitano a sinistra gli involucri del momento flettente in condizioni dinamiche (i.e. le curve dei momenti minimi).

Al contrario (cfr. Tab. 5.3 e Fig 5.8), appare in generale opportuno preoccuparsi anche delle diminuzioni della sollecitazione flettente indotte dal verificarsi del fenomeno sismico visto che i momenti che sollecitano le fibre positive della paratia risultano confrontabili (ancorché minori) con quelli che nelle fasi di inversione di segno sollecitano le fibre negative.

	Valori di progetto del momento flettente, kN*m/m		
$a_g, g$	Terreno S060	Terreno S120	Terreno S240
0	+96.20 -09.61	+83.92 -14.10	+81.76 -12.83
0.1	+186.70 -086.36	+141.30 -084.03	+130.20 -071.18
0.2	+324.70 -161.30	+219.50 -151.70	+198.00 -128.60
0.3	+407.4 -232.60	+304.90 -185.30	+270.60 -185.30

Tab. 5.3

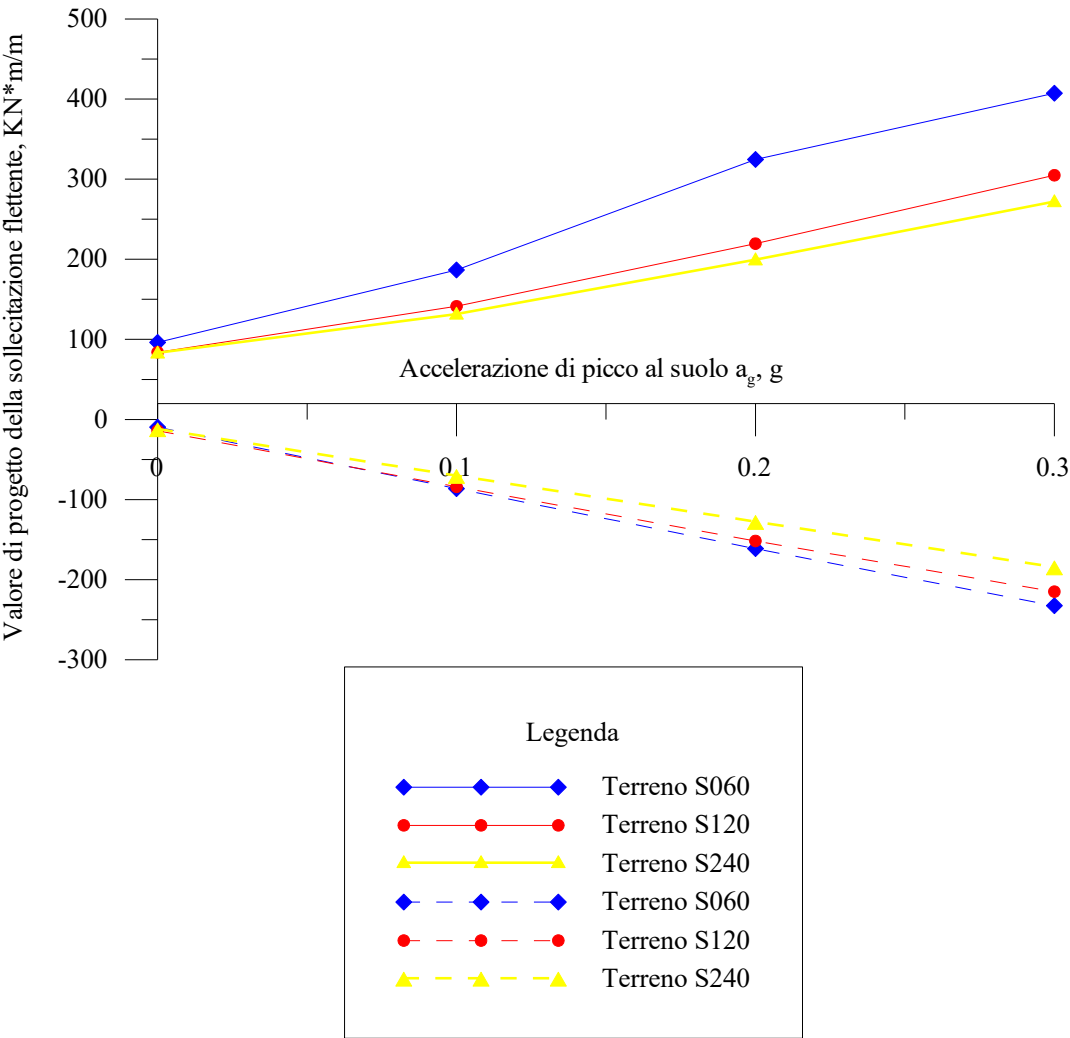


Fig. 5.8 Valori di progetto del momento flettente (positivi e negativi)

Gli altri aspetti sui quali vale la pena di soffermare il nostro commento dei risultati sono l'entità dell'amplificazione della sollecitazione flettente rispetto al caso statico in relazione alla frequenza dell'input sismico in corrispondenza della quale è stata concentrata l'energia del segnale.

Facciamo notare una ulteriore sostanziale differenza rispetto al caso delle paratie in terreni granulari asciutti: la frequenza ha ora un'influenza decisamente più contenuta sulla risposta almeno in termini dei valori di progetto; gli involuppi presentano in realtà forme abbastanza diverse che si intrecciano senza però generare differenze importanti in termini dei valori massimi e minimi della sollecitazione.

In particolare, non è di certo possibile prevedere quale sarà la frequenza da scegliere per ottenere i valori di riferimento del momento visto che in alcuni casi questi corrispondono alle frequenze più elevate fra quelle considerate.

Più regolare, in relazione alla frequenza ed a quanto osservato nel caso precedente, appare invece il comportamento delle paratie in termini di spostamenti orizzontali che come detto sono pure sempre sufficientemente contenuti.

Una ultima importante annotazione riguardo la valutazione in termini percentuali dell'amplificazione del momento flettente di progetto rispetto al caso statico: nello specifico (cfr. Figg. 4.26 e 5.9) si hanno dei valori maggiori di quelli osservati in precedenza ma la sollecitazione rimane in valore assoluto sotto controllo visto che la sollecitazione statica è di gran lunga minore di quella osservata nel caso di confronto.

Potrebbe venire in mente di andare a verificare cosa succede per valori minori della profondità di infissione dell'opera.

Ebbene, non si osserverebbero comportamenti molto diversi da quelli illustrati, sicuramente non peggiori dato che come in altre occasioni non abbiamo notato benefici di alcun tipo per effetto dell'aumento della profondità di infissione della paratia (cfr. Figg. 5.37, 5.38 e 5.39).

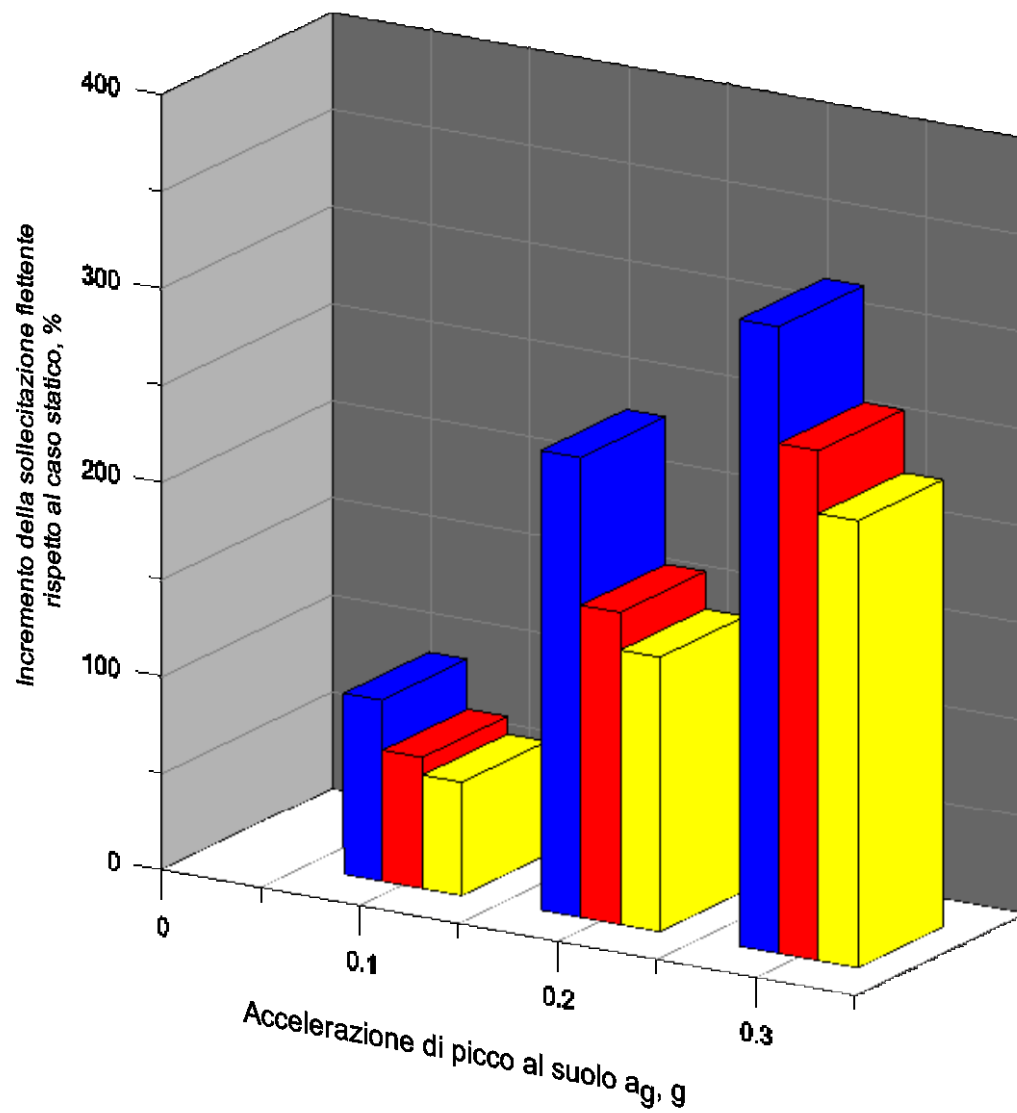


Fig. 5.9 Incremento percentuale della sollecitazione flettente di progetto rispetto al caso statico (in funzione del valore di  $a_g$ , per i tre terreni considerati: in blu il Terreno A, in rosso il Terreno B, in giallo il Terreno C)

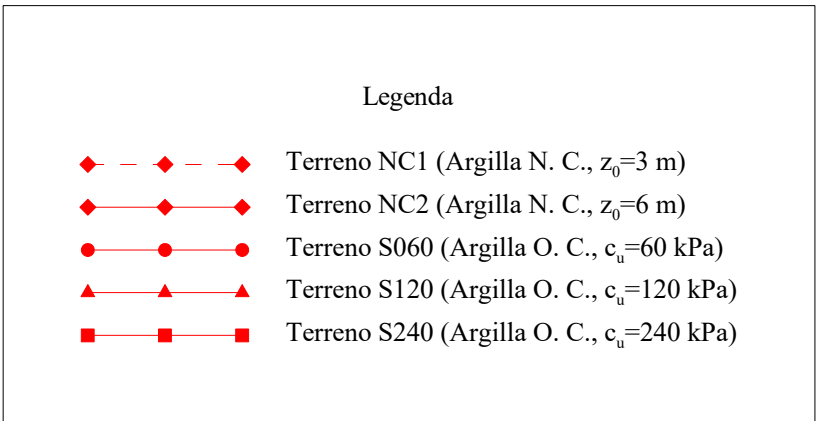
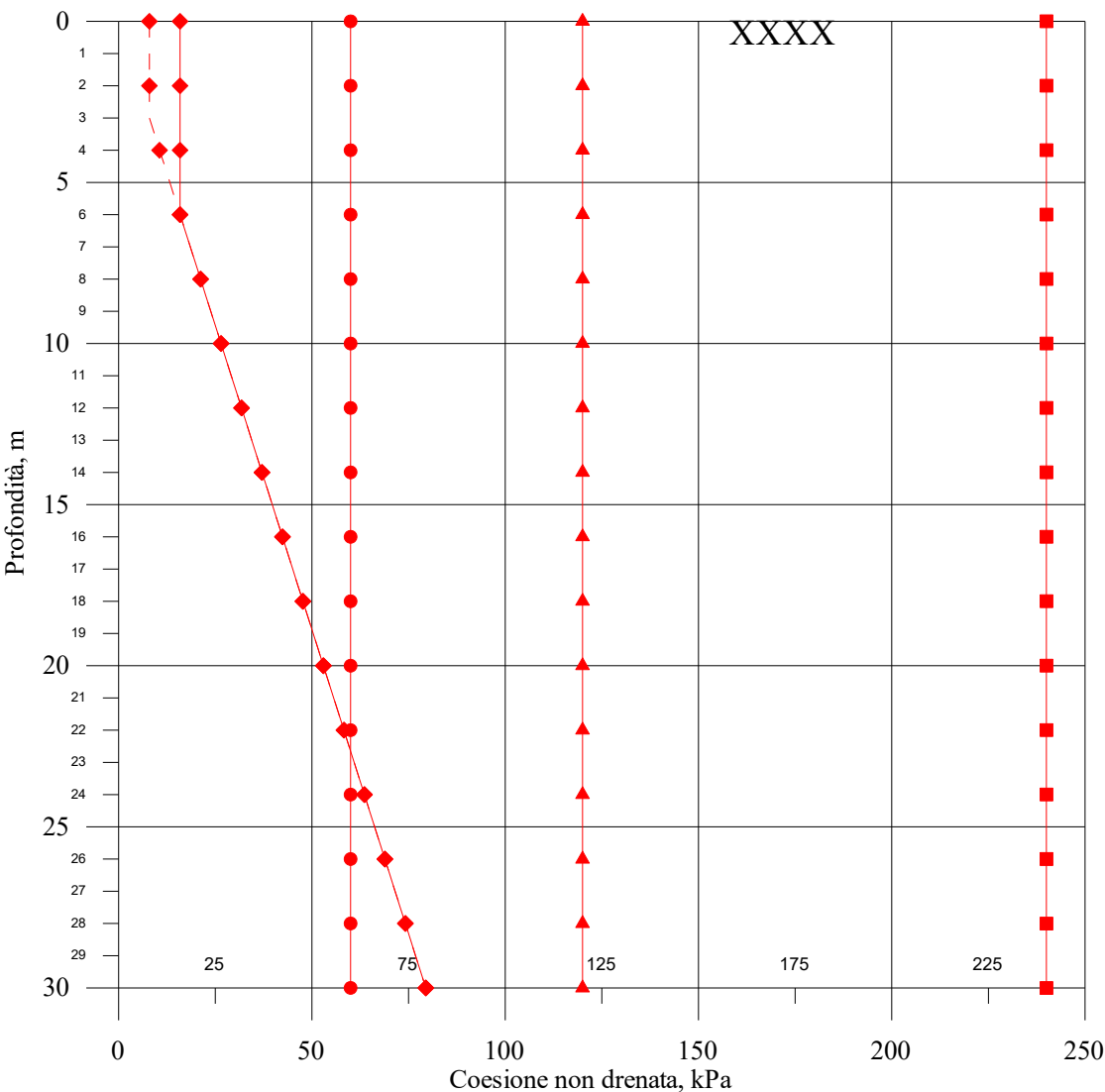


Fig. 5.1 Profili della resistenza non drenata con la profondità per i terreni modellati nelle analisi

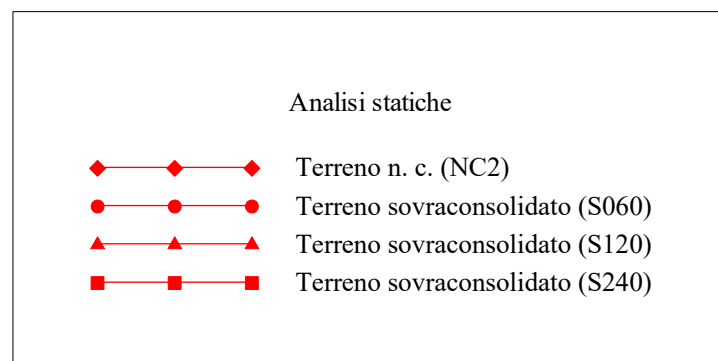
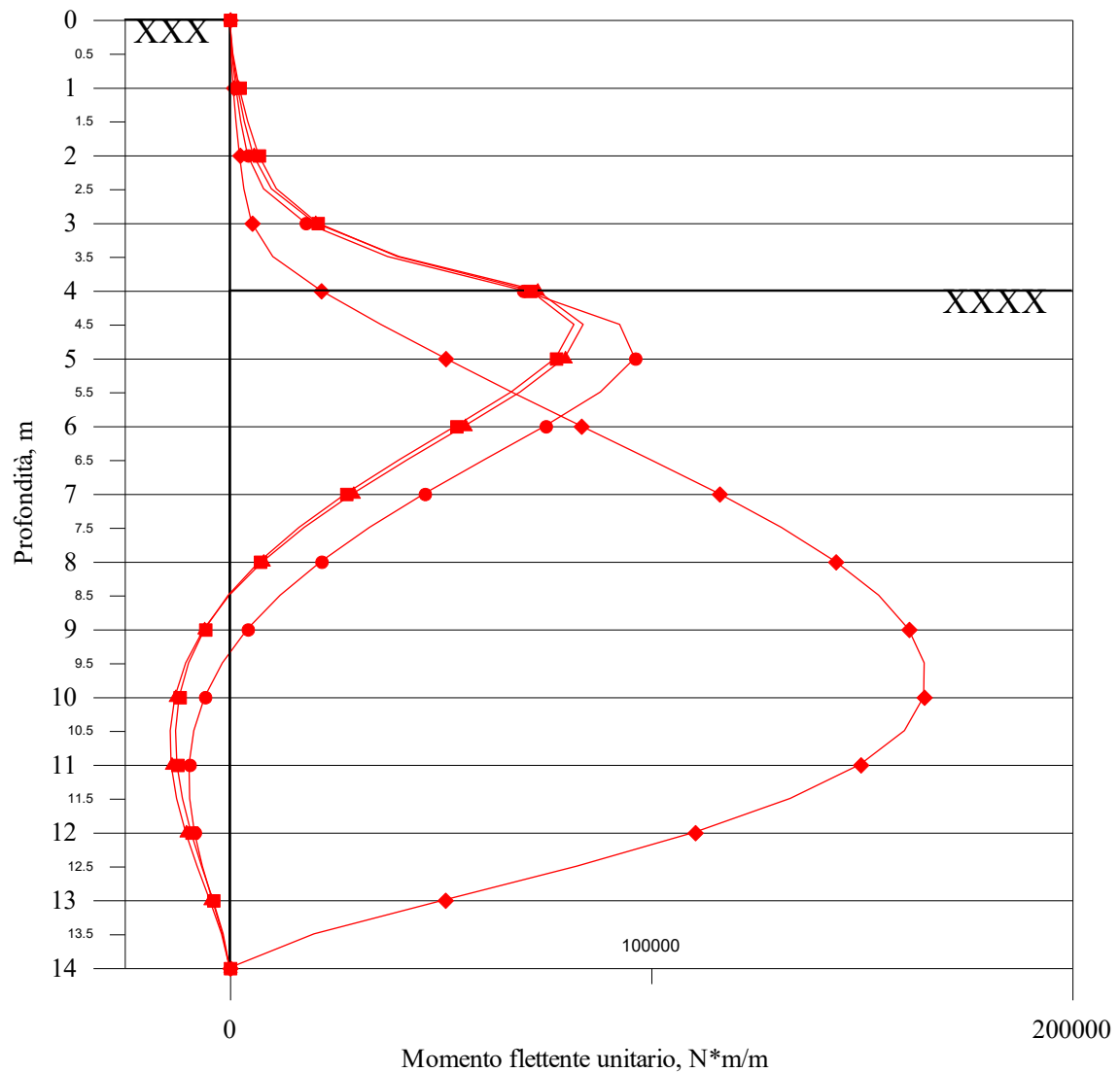


Fig. 5.2 Confronto tra terreni diversi, andamento del momento flettente  
 Fig 5.3 Confronto tra terreni diversi, tensioni a monte ed a valle della paratia  
 Fig. 5.4 Confronto tra terreni diversi, spostamenti orizzontali della paratia



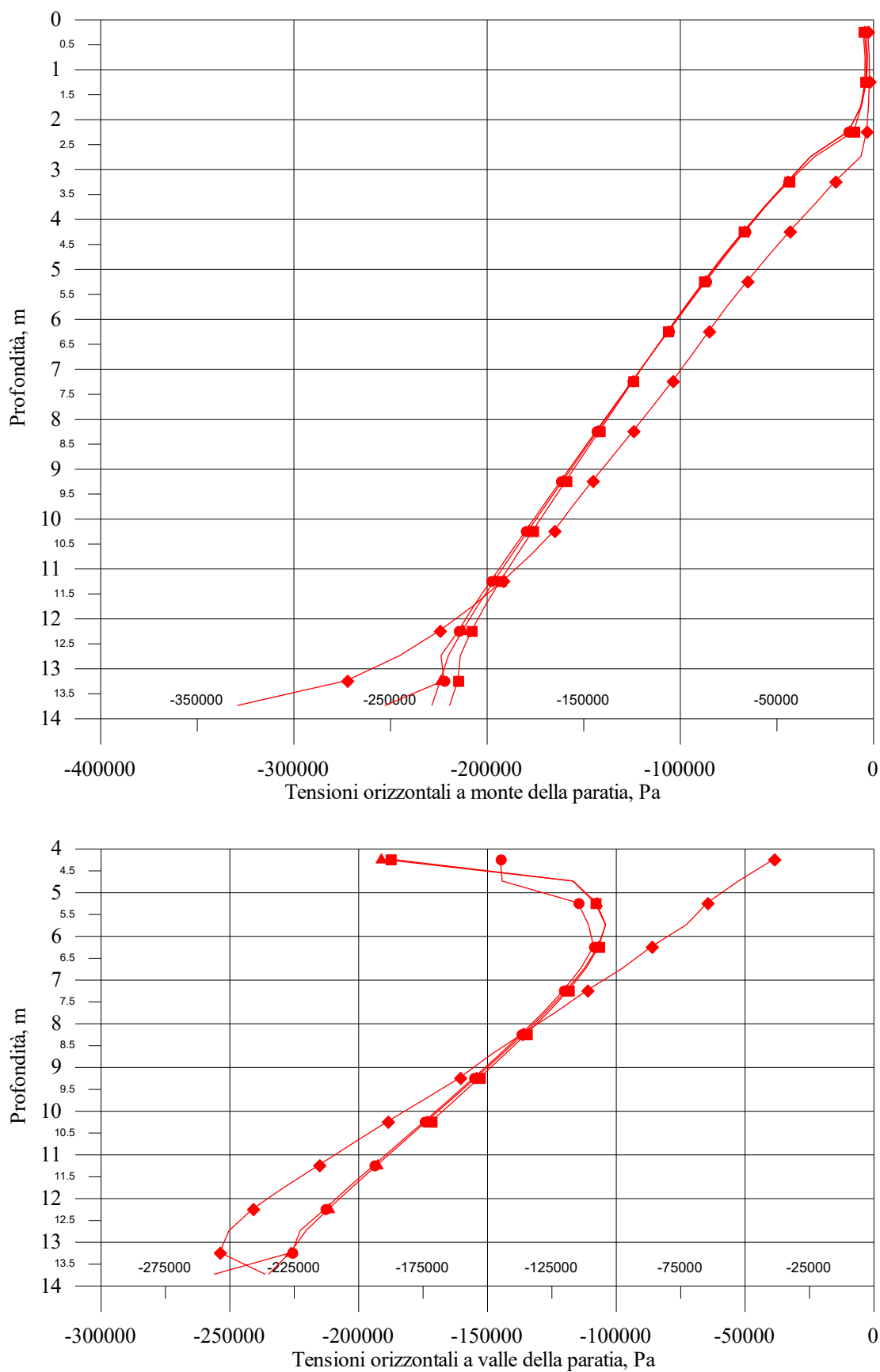


Fig. 5.3

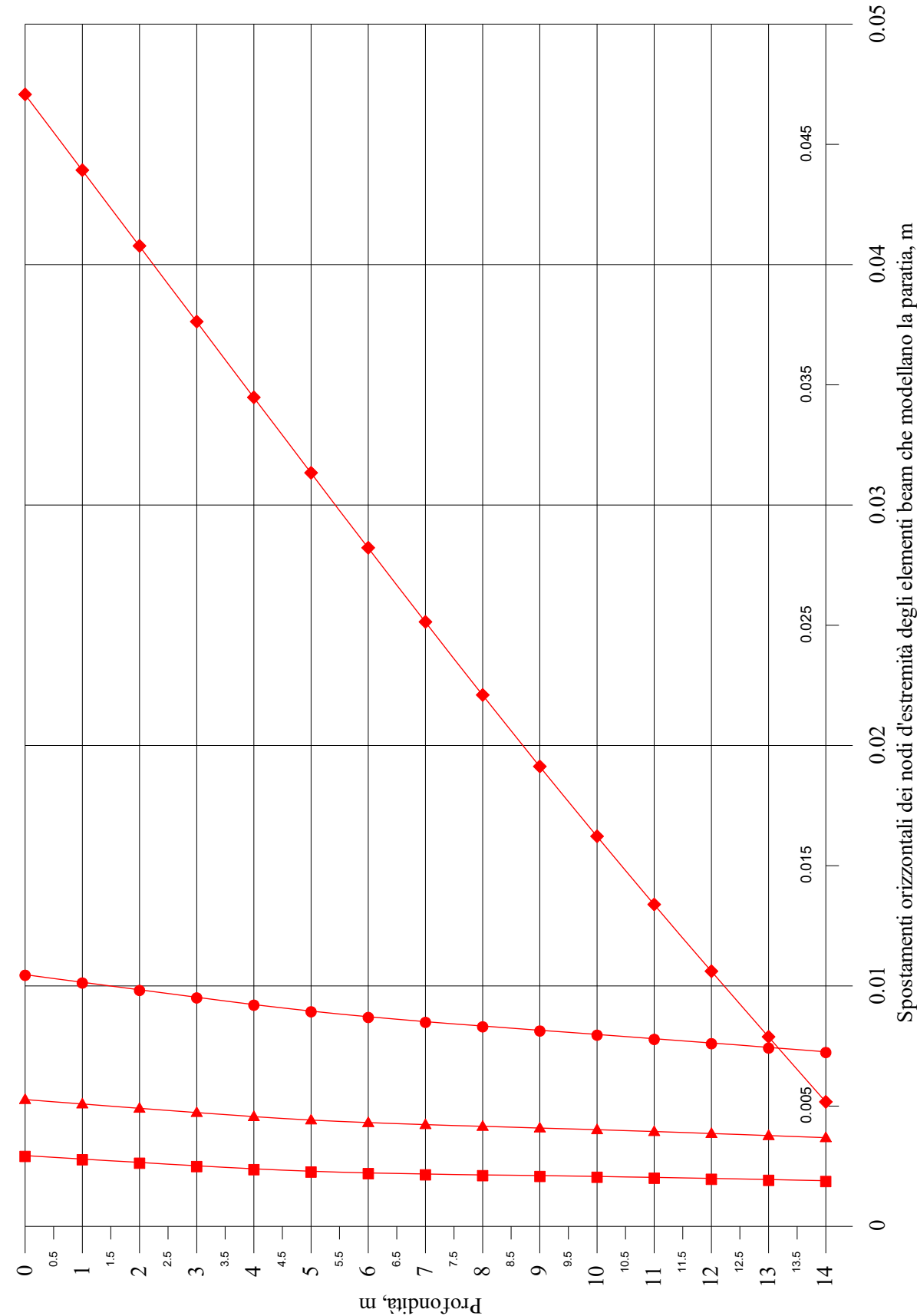
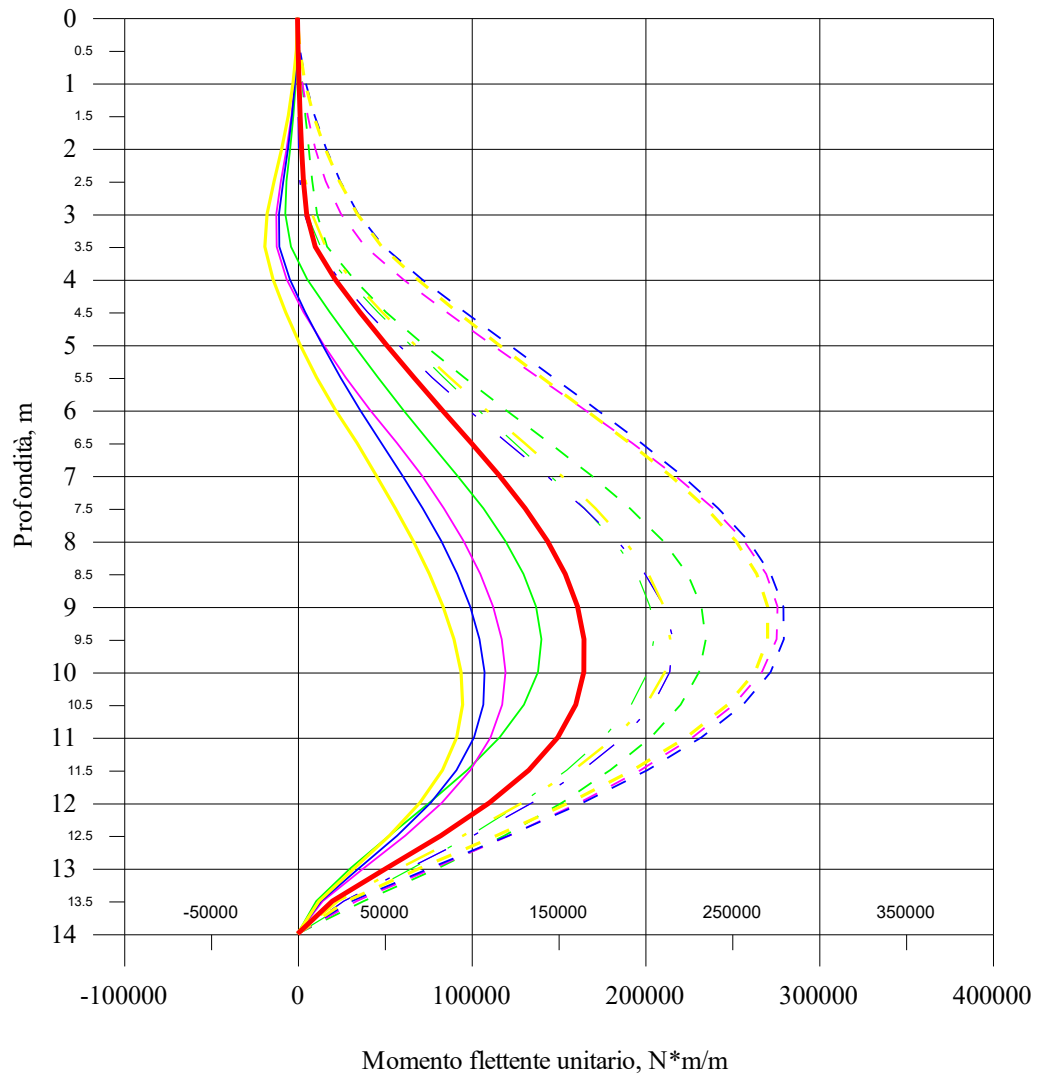


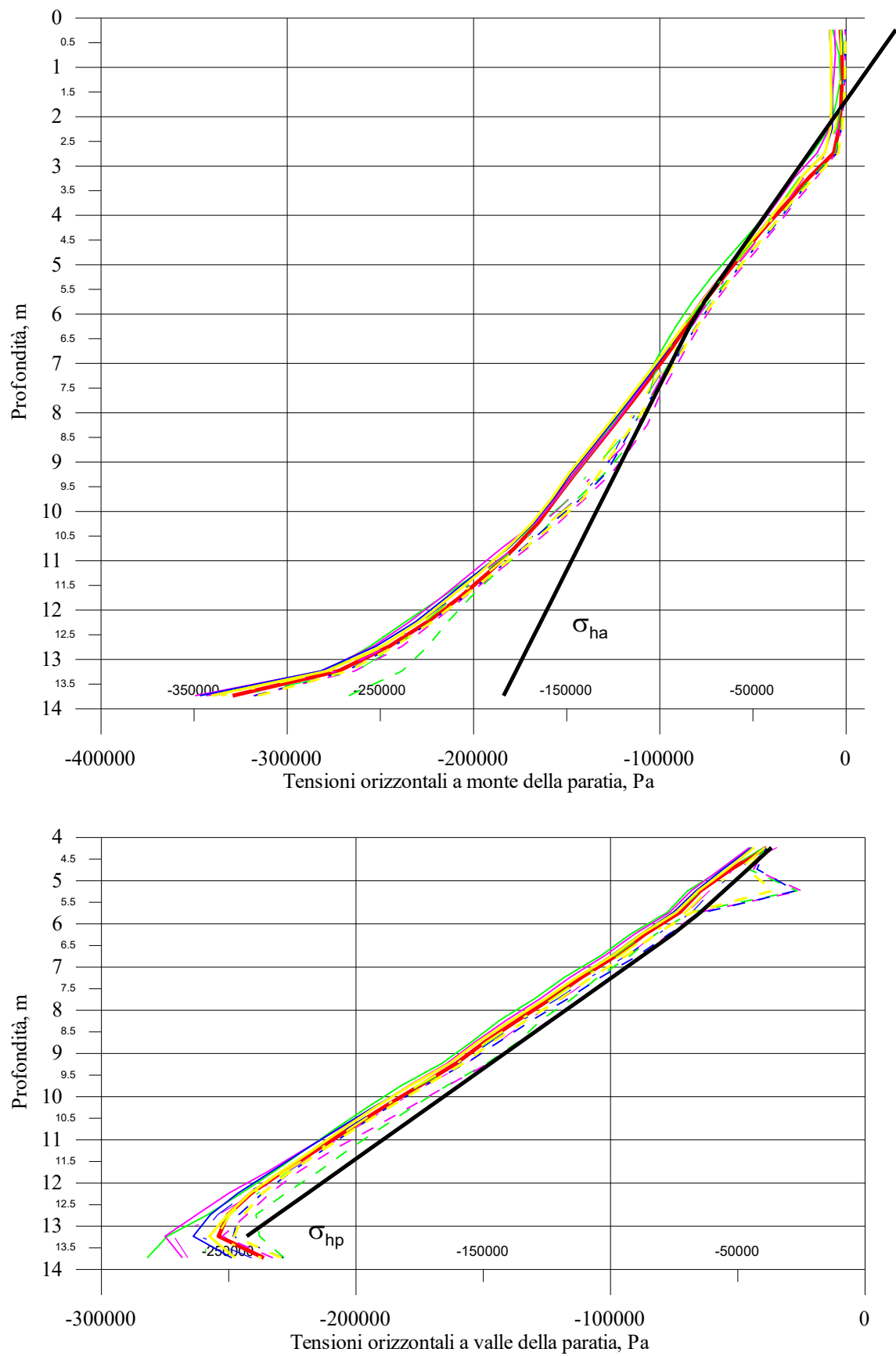
Fig. 5.4



Risultati per il caso di materiale normalmente consolidato (Argilla NC2,  $c_u = 0.3 \cdot \sigma'_{v0}$ )

- Diagramma analisi statica
- $M_{Min}$   $f=1$  Hz
- -  $M_{Max}$   $f=1$  Hz
- .  $M_{Res}$   $f=1$  Hz
- $M_{Min}$   $f=2$  Hz
- -  $M_{Max}$   $f=2$  Hz
- .  $M_{Res}$   $f=2$  Hz
- $M_{Min}$   $f=4$  Hz
- -  $M_{Max}$   $f=4$  Hz
- .  $M_{Res}$   $f=4$  Hz
- $M_{Min}$   $f=8$  Hz
- -  $M_{Max}$   $f=8$  Hz
- .  $M_{Res}$   $f=8$  Hz

Fig. 5.5 Terreno NC2,  $a_g = 0.1 \cdot g$ , inviluppi del momento flettente nelle paratie

Fig. 5.6 Terreno NC2,  $a_g=0.1g$ , involucri delle distribuzioni delle tensioni orizzontali sulle paratie

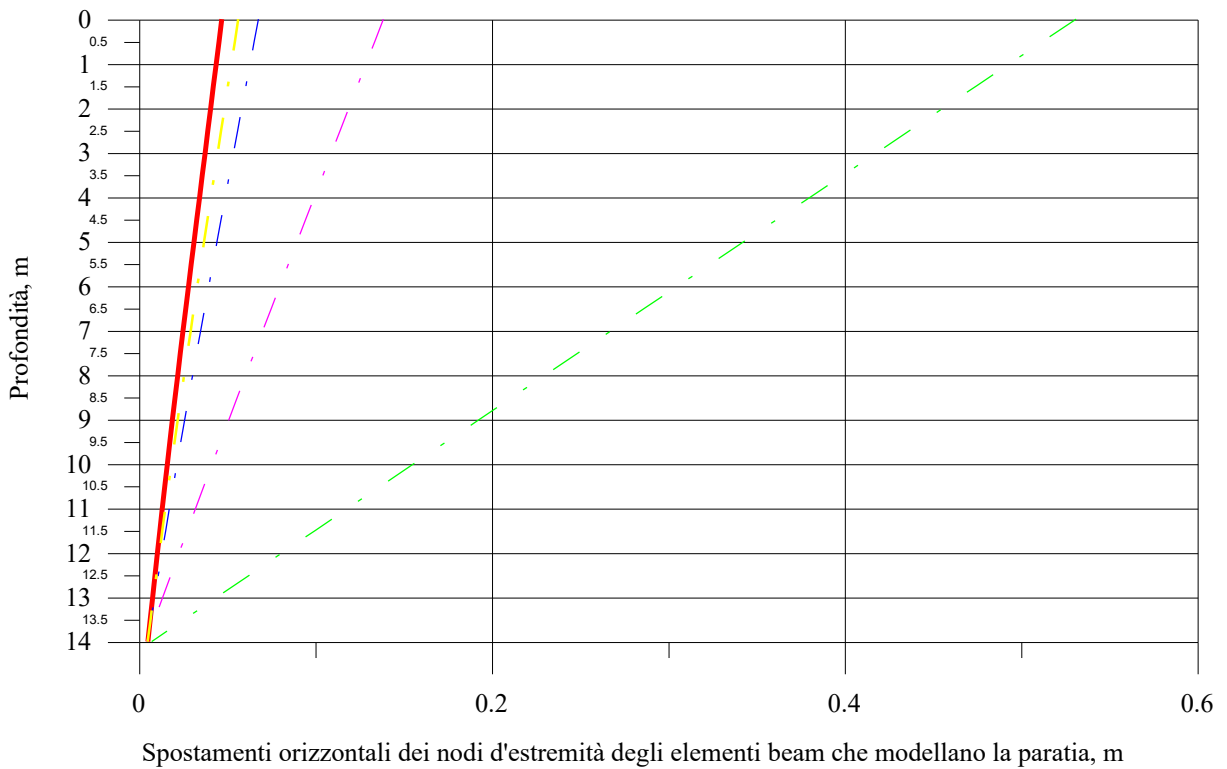
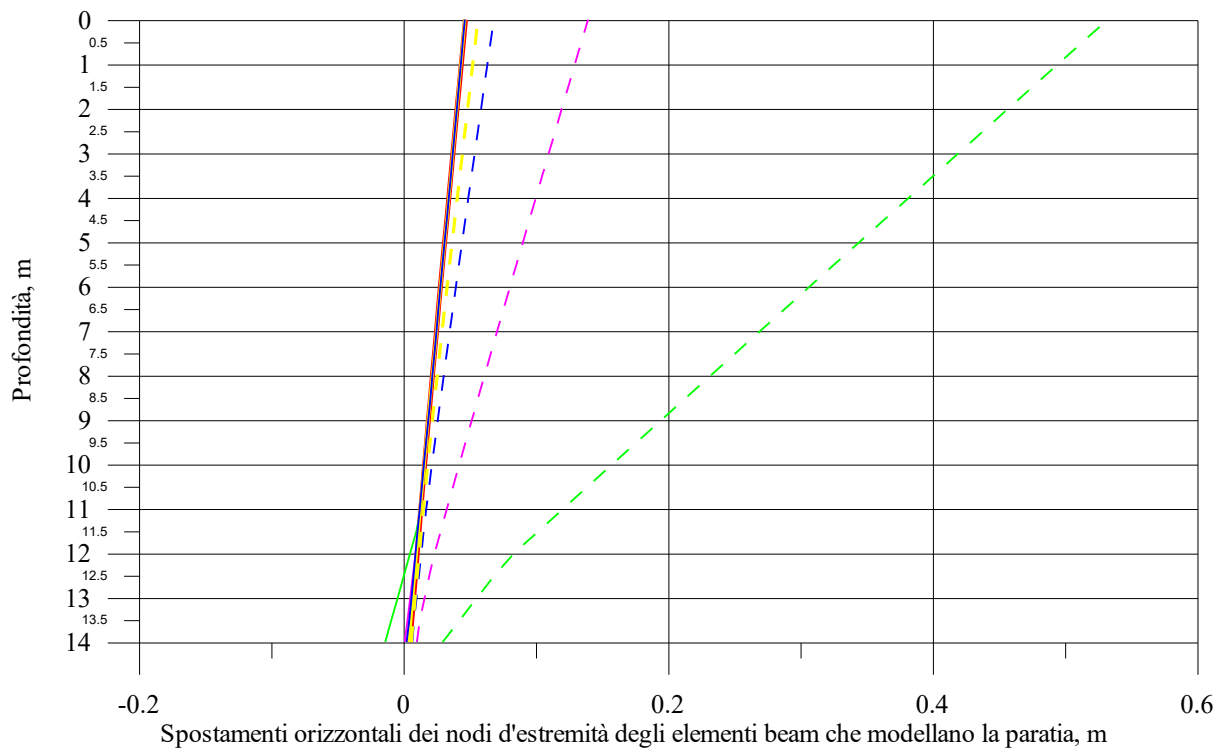


Fig. 5.7 Terreno NC2,  $a_g=0.1 \cdot g$ , spostamenti estremi (in alto) e residui (in basso) della paratia di sinistra

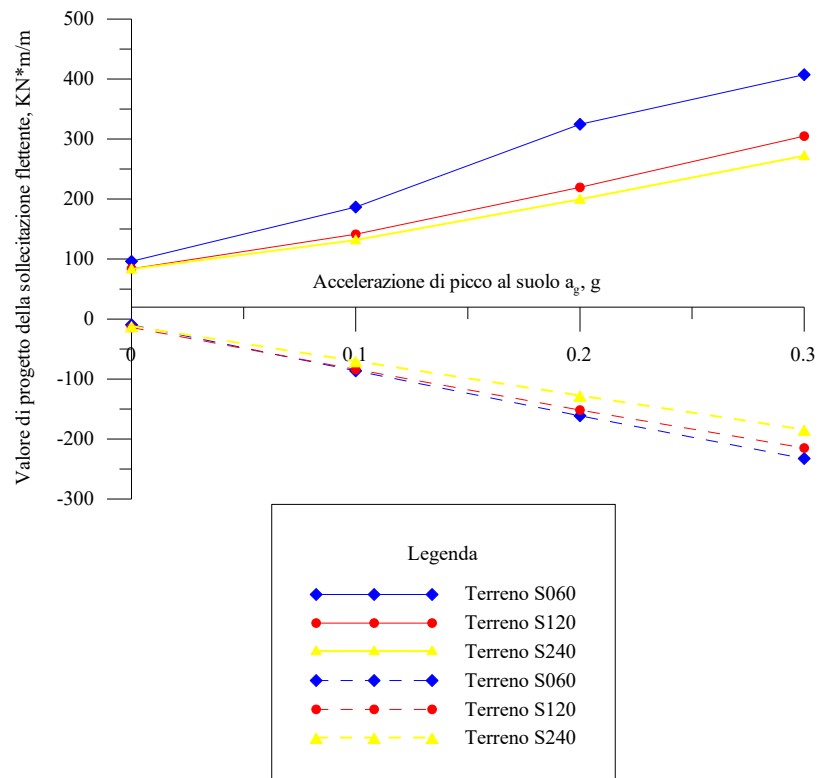
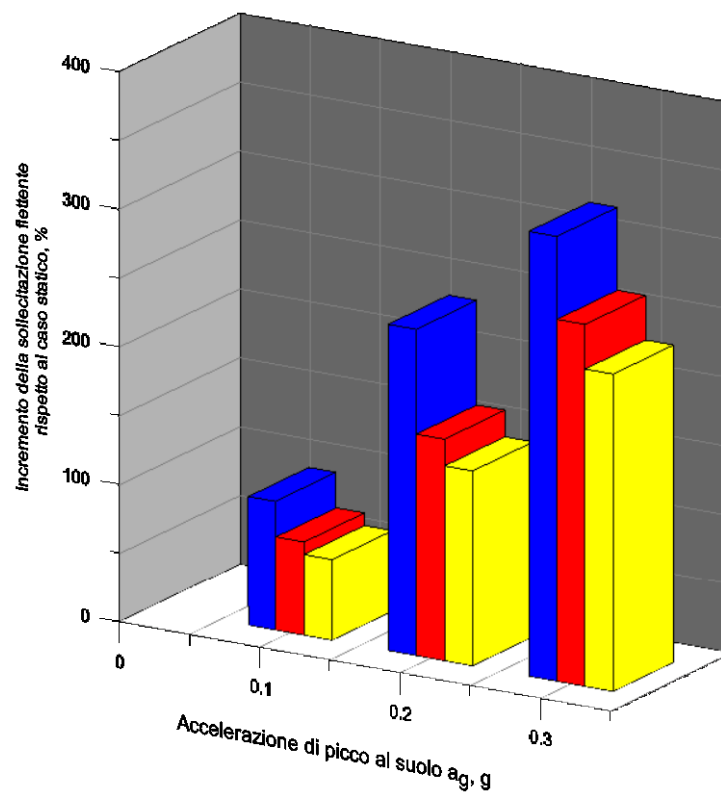
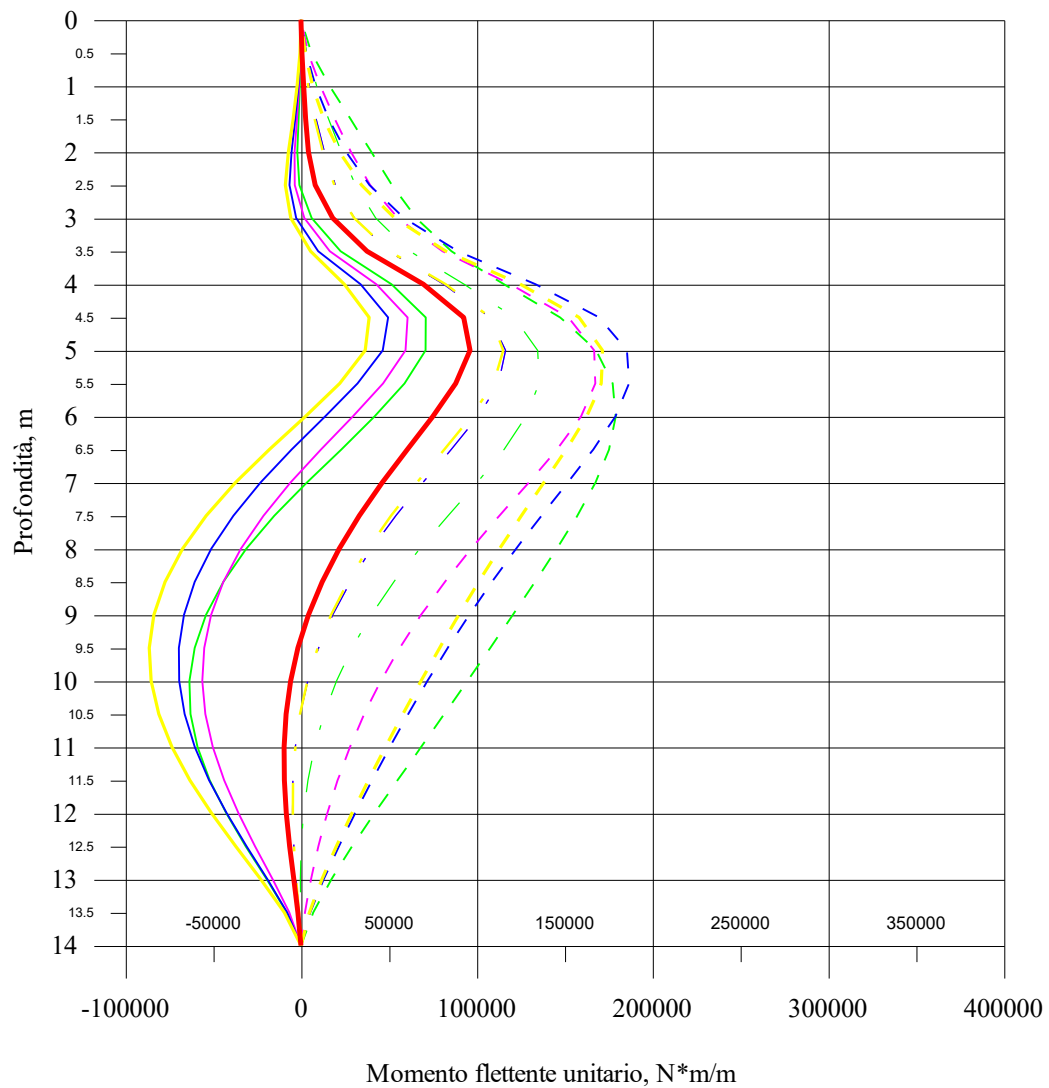


Fig. 5.8 Valori di progetto del momento flettente (positivi e negativi)

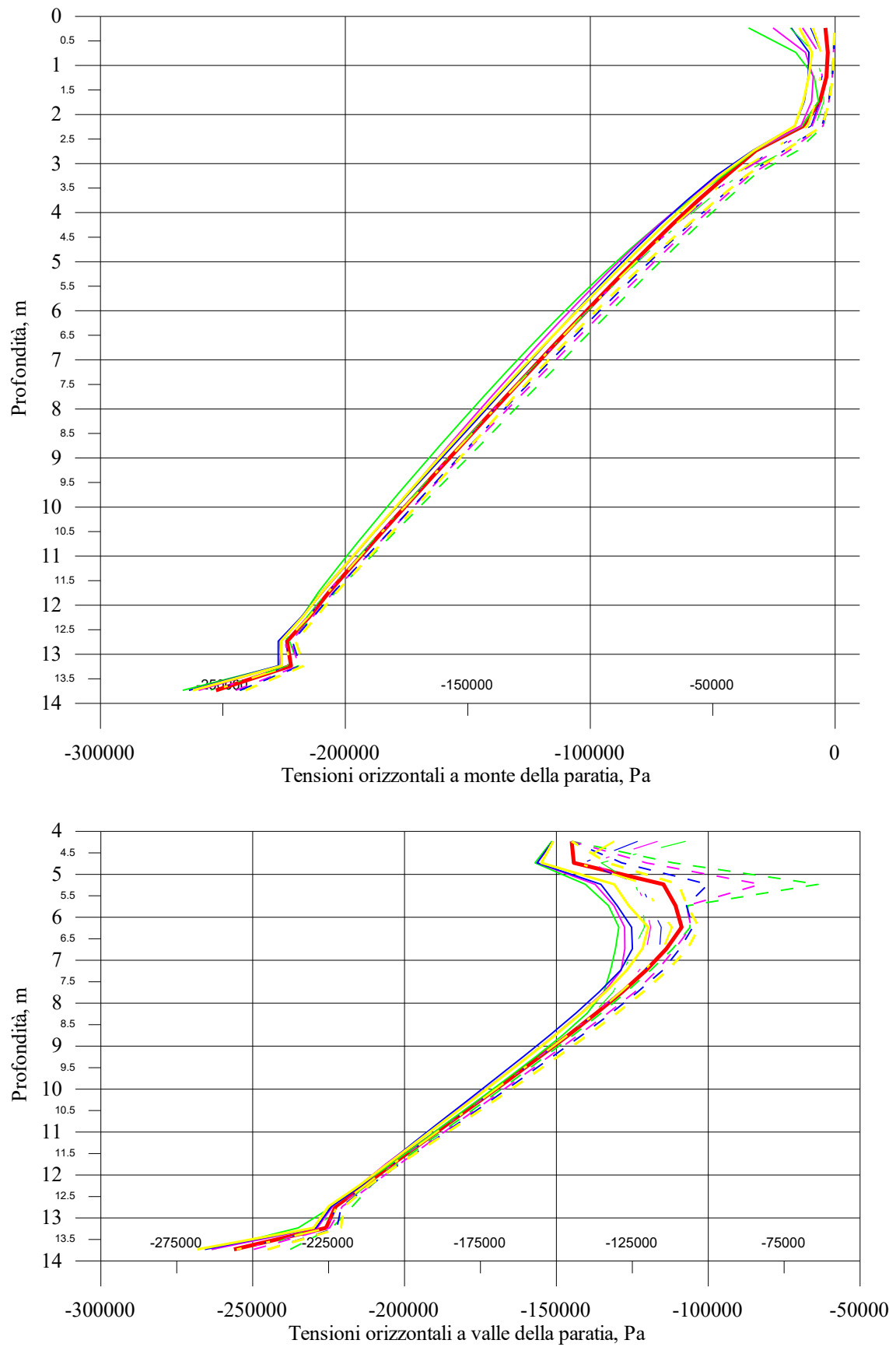

 Fig. 5.9 Incremento percentuale della sollecitazione flettente di progetto rispetto al caso statico (in funzione del valore di  $a_g$ , per i tre terreni considerati)



Risultati per il caso di materiale  
sovracconsolidato (Argilla S060,  $c_u=60$  kPa)

- Diagramma analisi statica
- $M_{Min}$   $f=1$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=1$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=1$  Hz
- $M_{Min}$   $f=2$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=2$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=2$  Hz
- $M_{Min}$   $f=4$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=4$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=4$  Hz
- $M_{Min}$   $f=8$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=8$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=8$  Hz

Fig. 5.10 Terreno S060,  $a_g=0.1g$ , involucri del momento flettente nelle paratie

Fig. 5.11 Terreno S060,  $a_g=0.1 \cdot g$ , inviluppi delle distribuzioni delle tensioni orizzontali sulle paratie



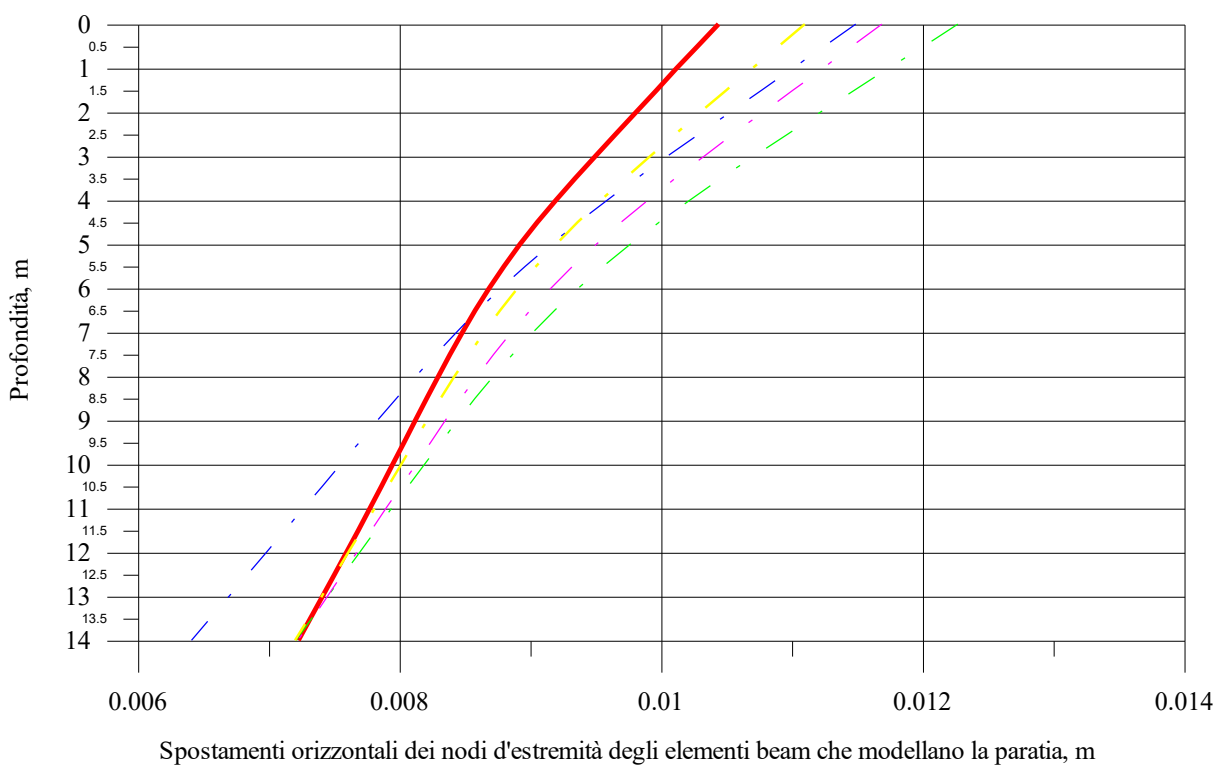
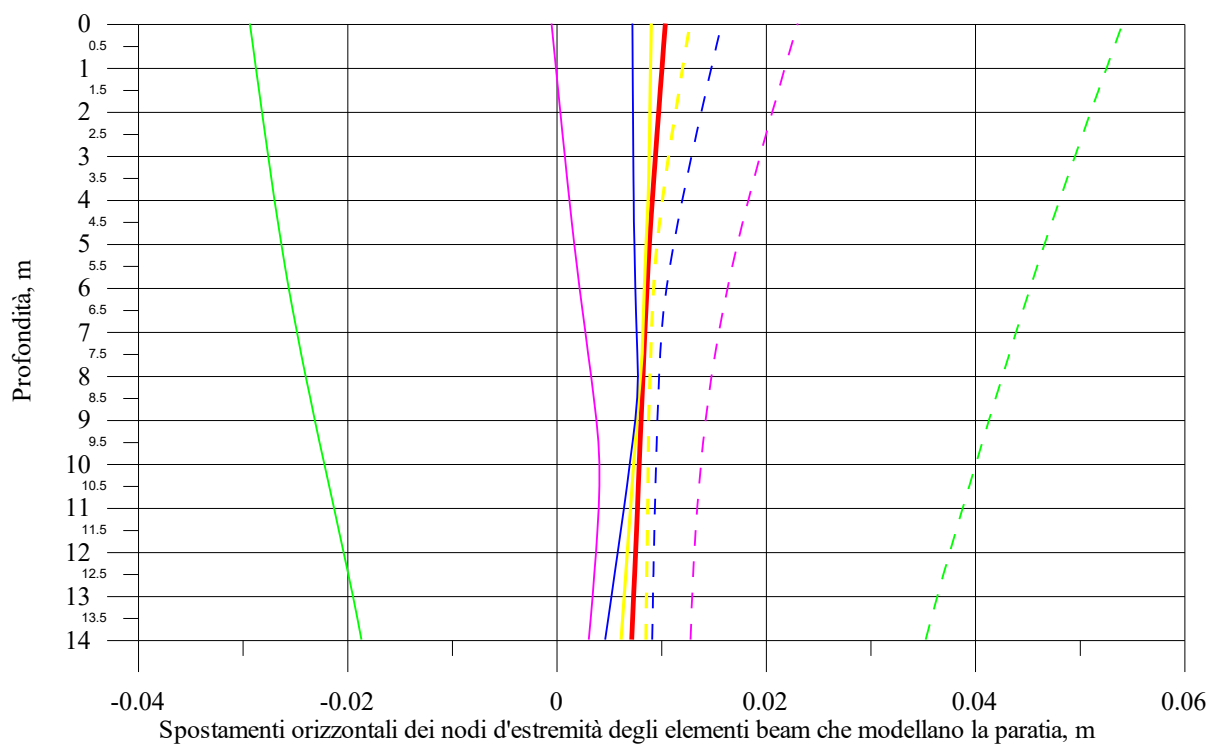
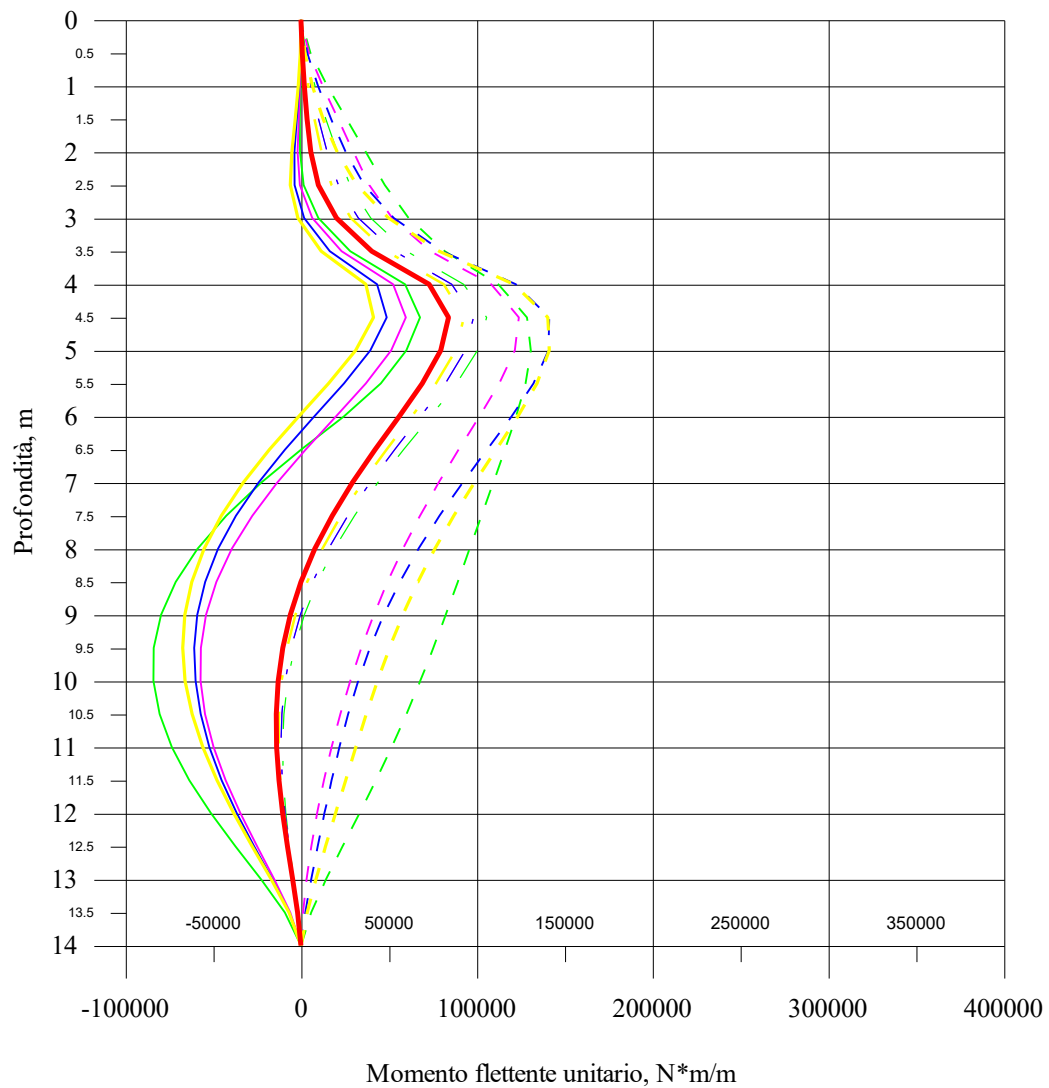


Fig. 5.12 Terreno S060,  $a_g=0.1 \cdot g$ , spostamenti estremi (in alto) e residui (in basso) della paratia di sinistra



Risultati per il caso di materiale  
sovracconsolidato (Argilla S120,  $c_u=120$  kPa)

- Diagramma analisi statica
- $M_{Min}$   $f=1$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=1$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=1$  Hz
- $M_{Min}$   $f=2$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=2$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=2$  Hz
- $M_{Min}$   $f=4$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=4$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=4$  Hz
- $M_{Min}$   $f=8$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=8$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=8$  Hz

Fig. 5.13 Terreno S120,  $a_g=0.1 \cdot g$ , involucri del momento flettente nelle paratie

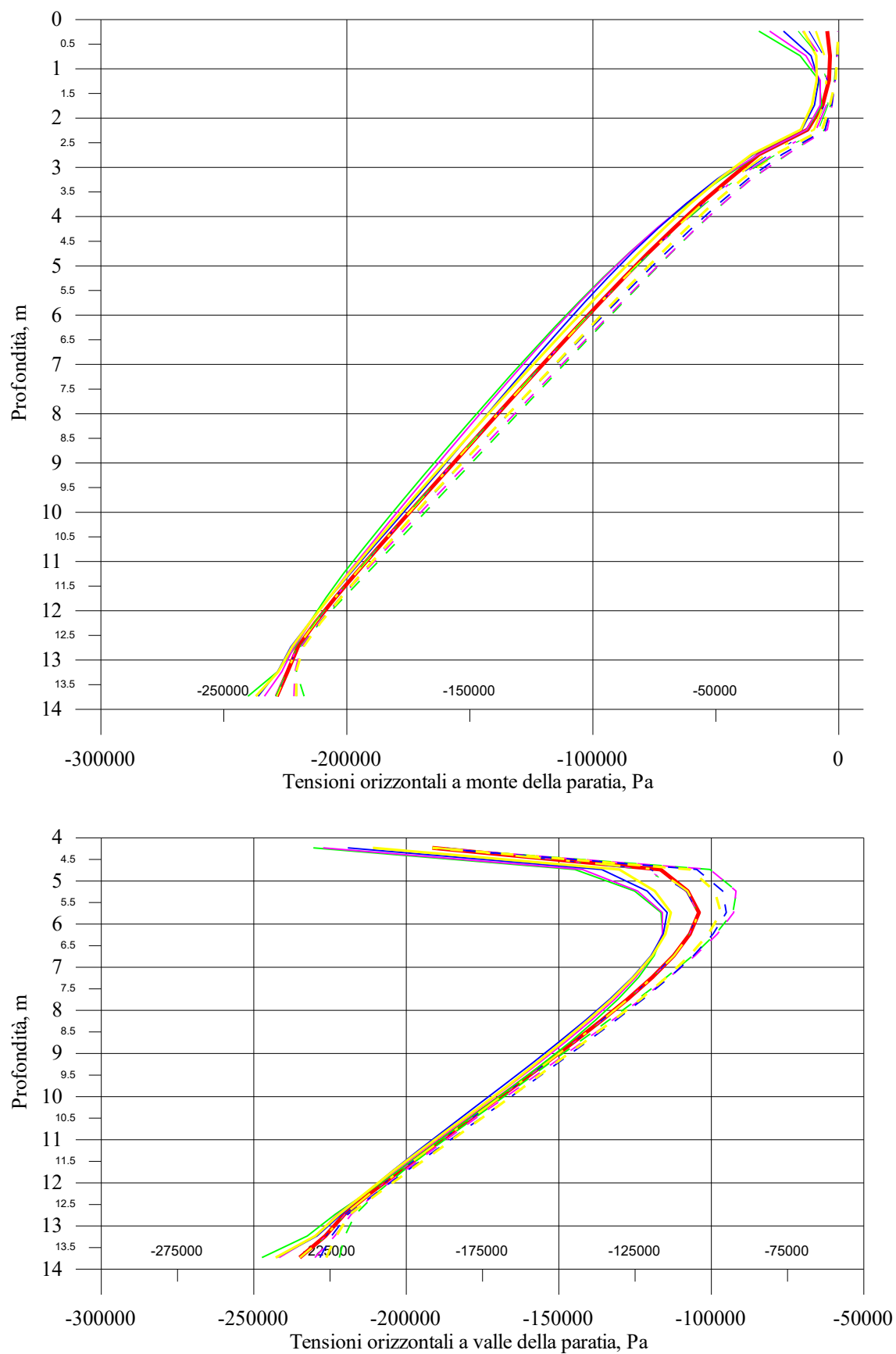
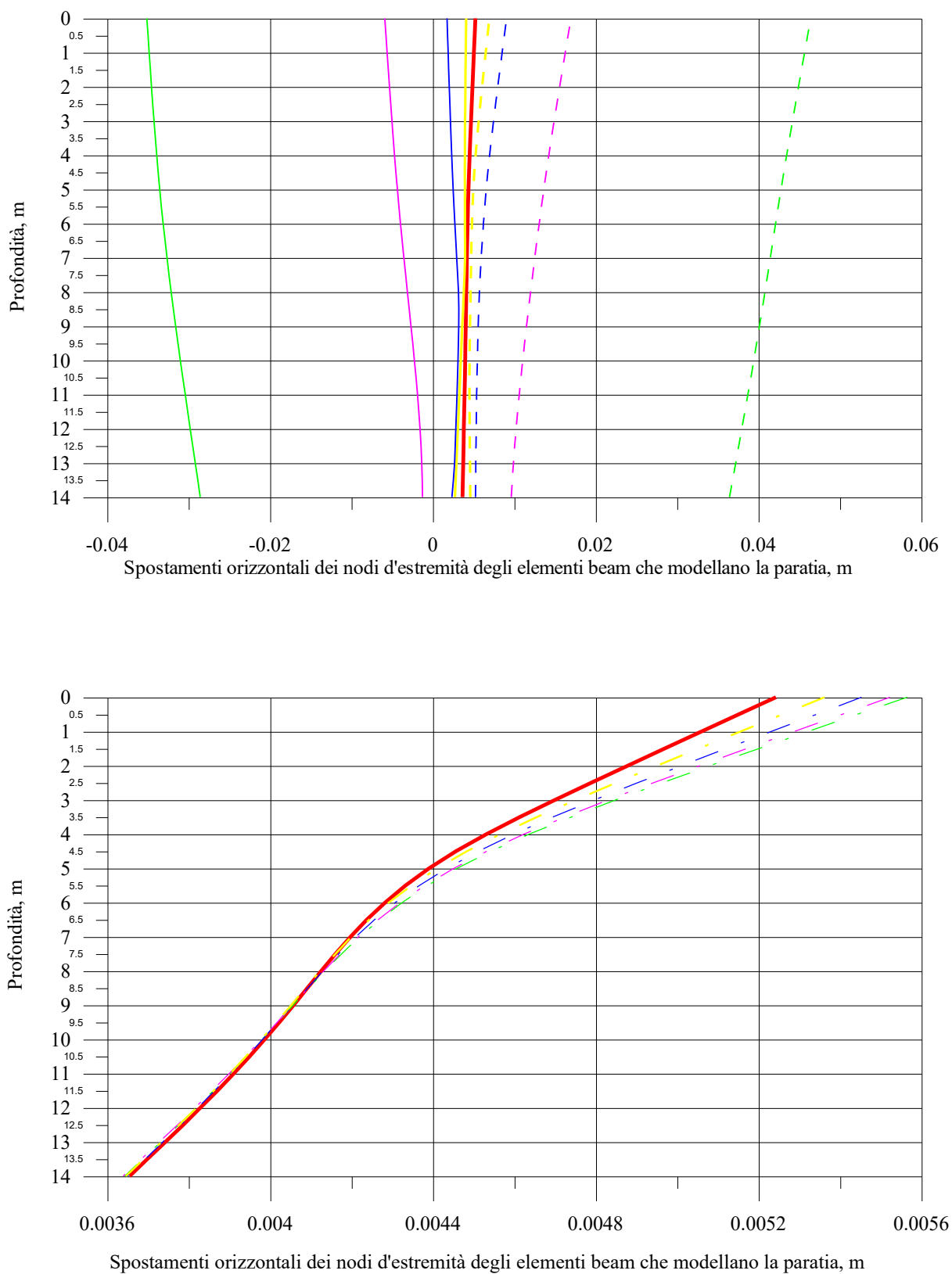
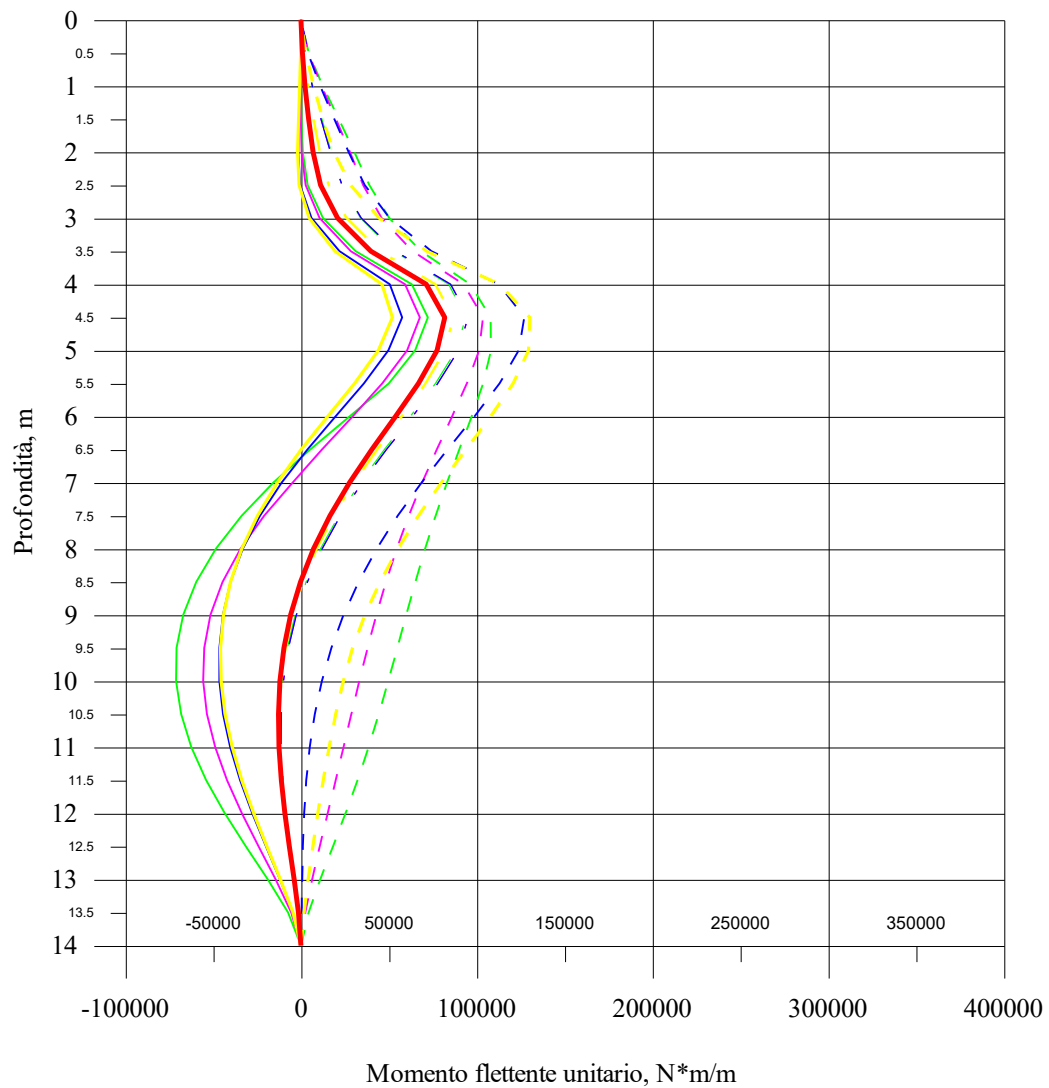


Fig. 5.14 Terreno S120,  $a_g=0.1 \cdot g$ , inviluppi delle distribuzioni delle tensioni orizzontali sulle paratie

Fig. 5.15 Terreno S120,  $a_g=0.1 \cdot g$ , spostamenti estremi (in alto) e residui (in basso) della paratia di sinistra



Risultati per il caso di materiale sovraconsolidato  
(Argilla S240,  $c_u=240$  kPa)

- Diagramma analisi statica
- $M_{Min}$   $f=1$  Hz
- -  $M_{Max}$   $f=1$  Hz
- .  $M_{Res}$   $f=1$  Hz
- $M_{Min}$   $f=2$  Hz
- -  $M_{Max}$   $f=2$  Hz
- .  $M_{Res}$   $f=2$  Hz
- $M_{Min}$   $f=4$  Hz
- -  $M_{Max}$   $f=4$  Hz
- .  $M_{Res}$   $f=4$  Hz
- $M_{Min}$   $f=8$  Hz
- -  $M_{Max}$   $f=8$  Hz
- .  $M_{Res}$   $f=8$  Hz

Fig. 5.16 Terreno S240,  $a_g=0.1g$ , involucri del momento flettente nelle paratie

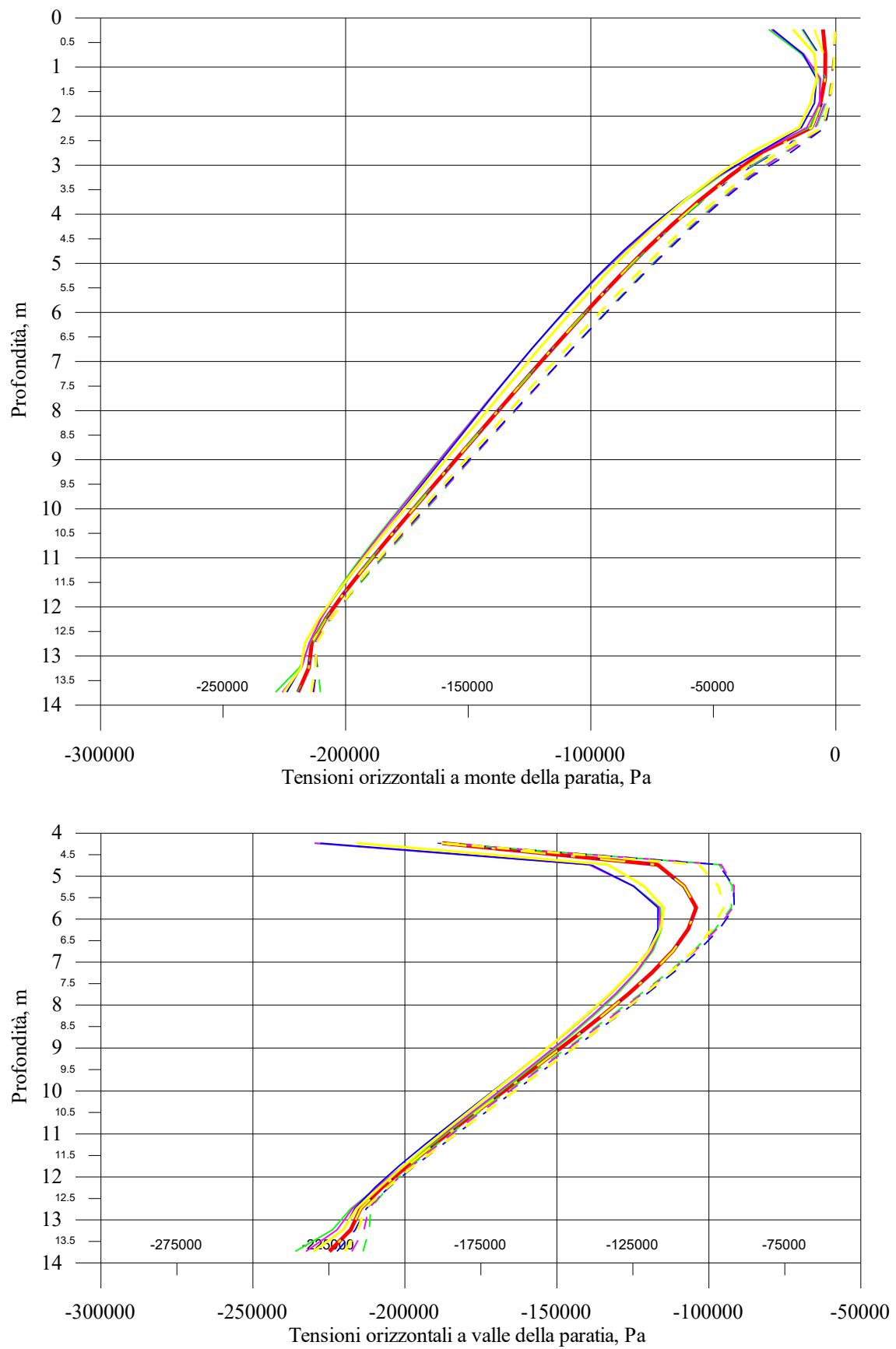


Fig. 5.17 Terreno S240,  $a_g=0.1 \cdot g$ , inviluppi delle distribuzioni delle tensioni orizzontali sulle paratie

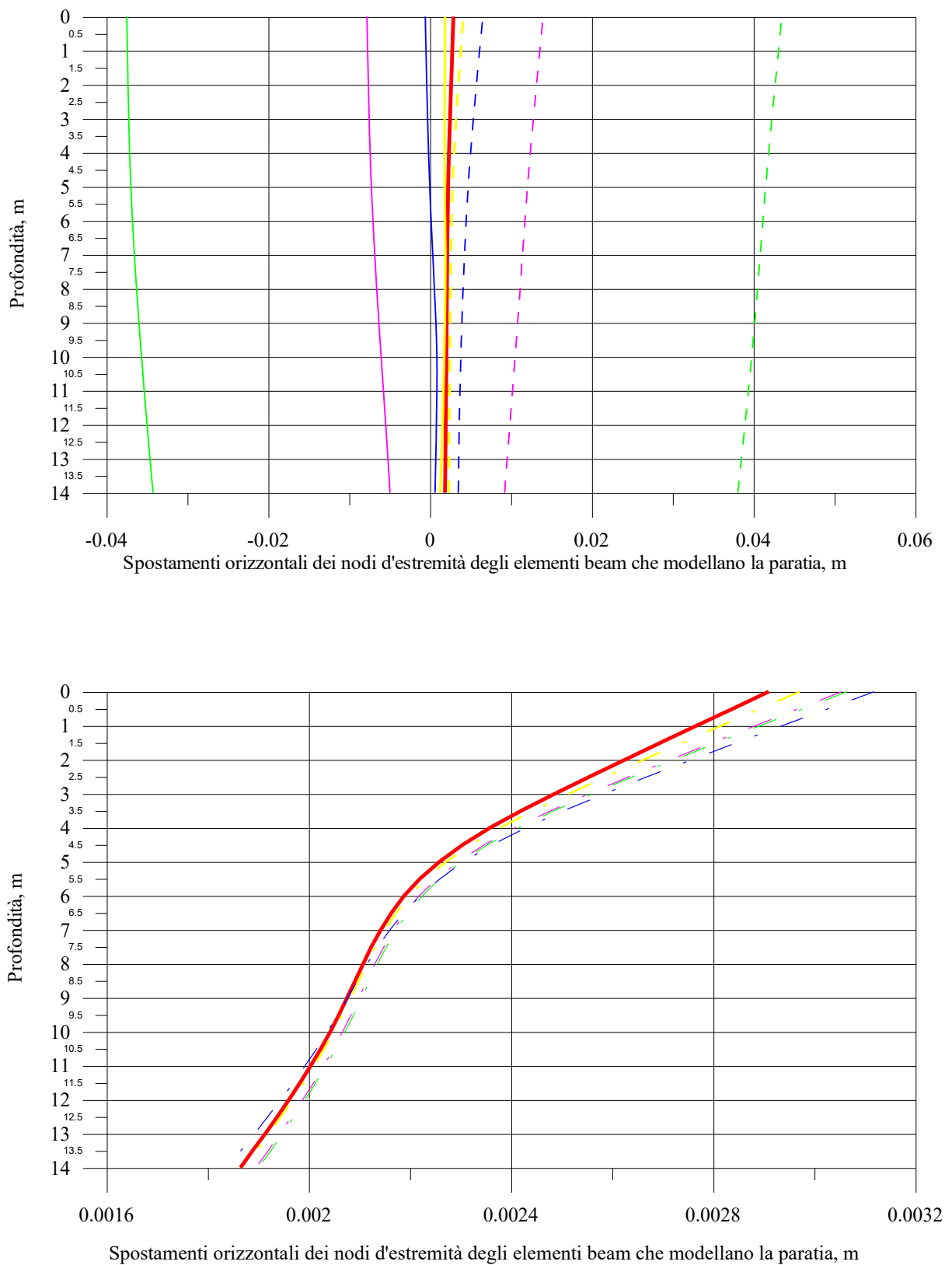
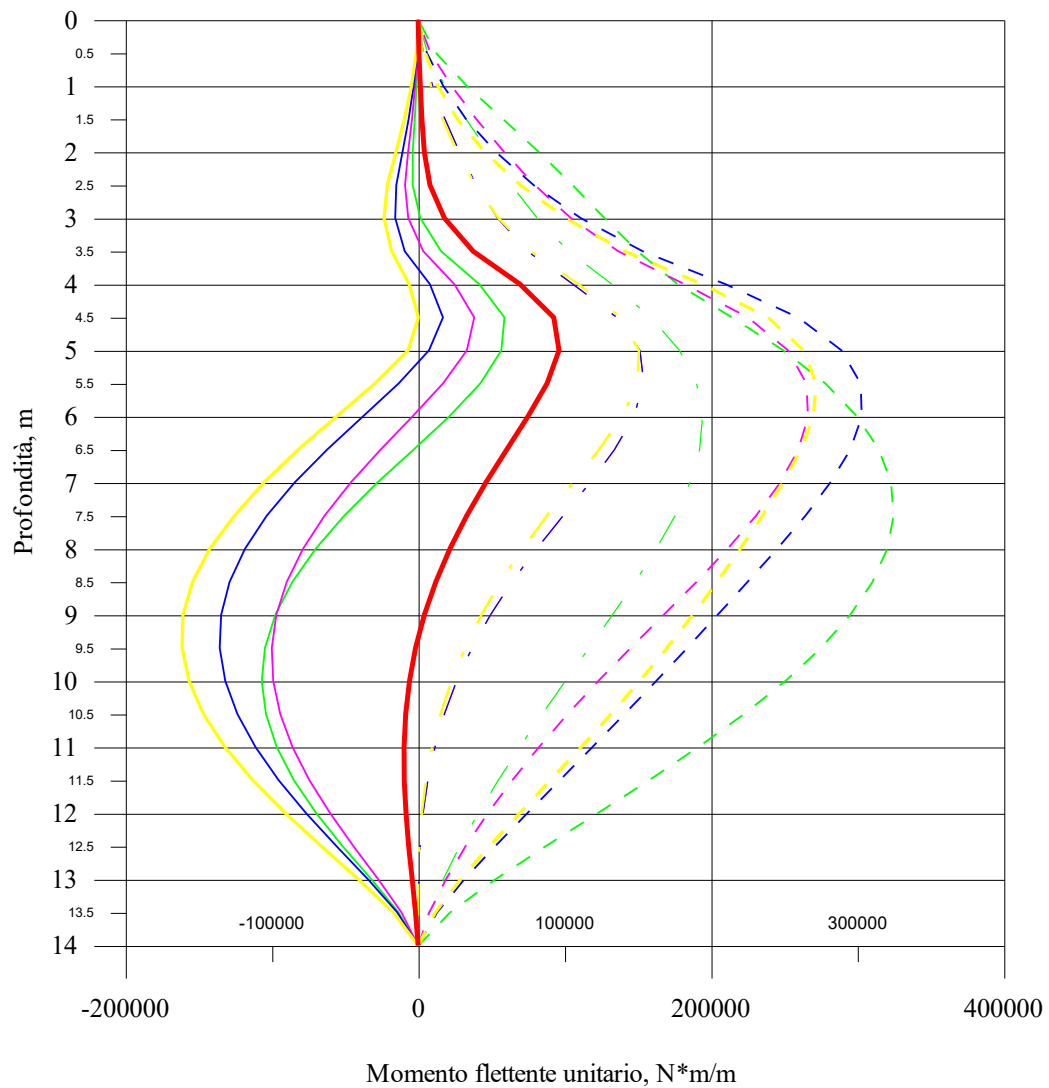


Fig. 5.18 Terreno S240,  $a_g=0.1 \cdot g$ , spostamenti estremi (in alto) e residui (in basso) della paratia di sinistra

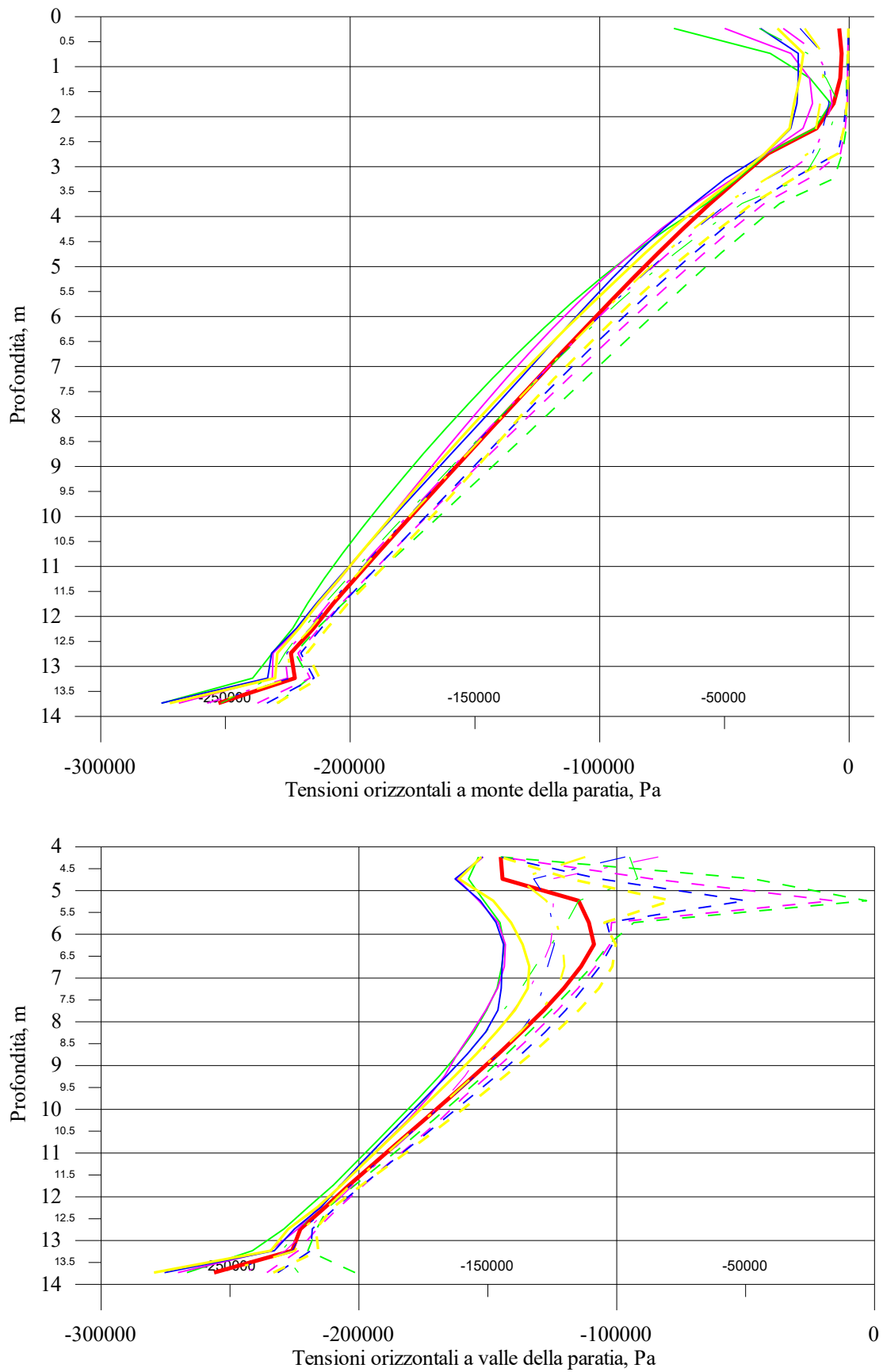


Risultati per il caso di materiale  
sovracosolidato (Argilla S060,  $c_u=60$  kPa)

- Diagramma analisi statica
- $M_{Min}$   $f=1$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=1$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=1$  Hz
- $M_{Min}$   $f=2$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=2$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=2$  Hz
- $M_{Min}$   $f=4$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=4$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=4$  Hz
- $M_{Min}$   $f=8$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=8$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=8$  Hz

Fig. 5.19 Terreno S060,  $a_g=0.2g$ , involucri del momento flettente nelle paratie




 Fig. 5.20 Terreno S060,  $a_g=0.2 \cdot g$ , involucri delle distribuzioni delle tensioni orizzontali sulle paratie

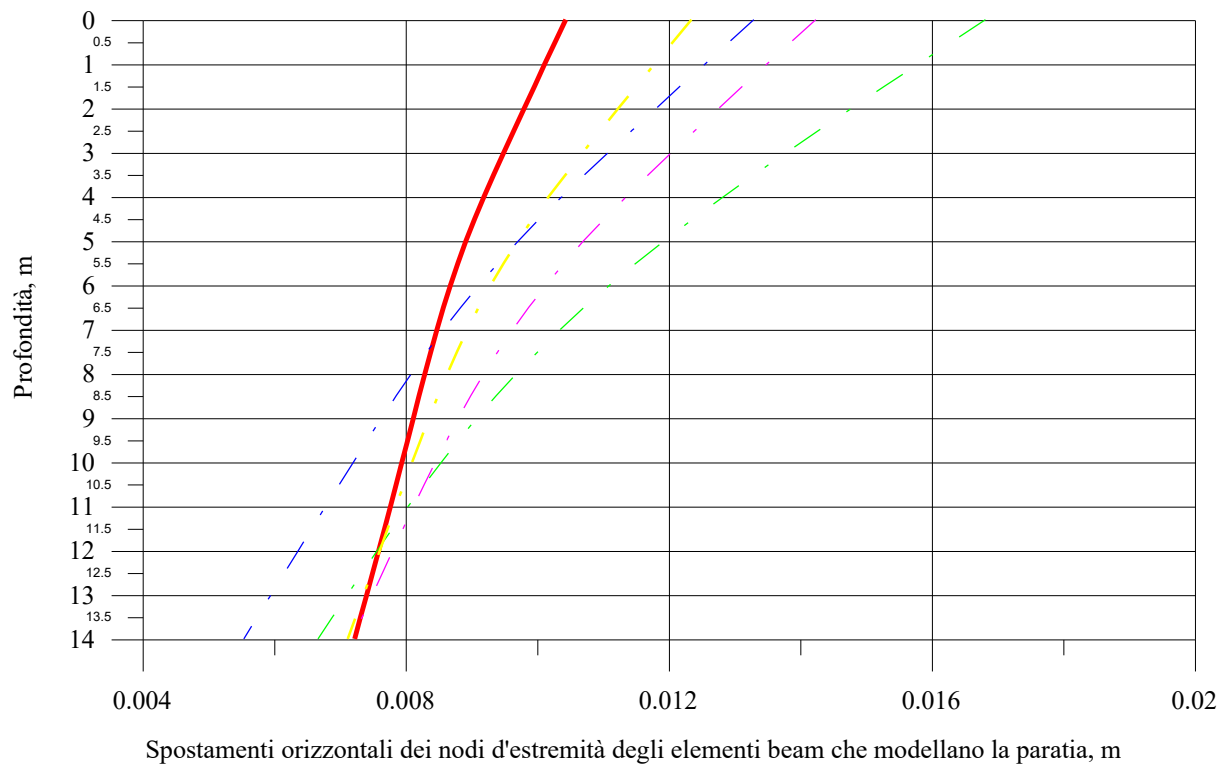
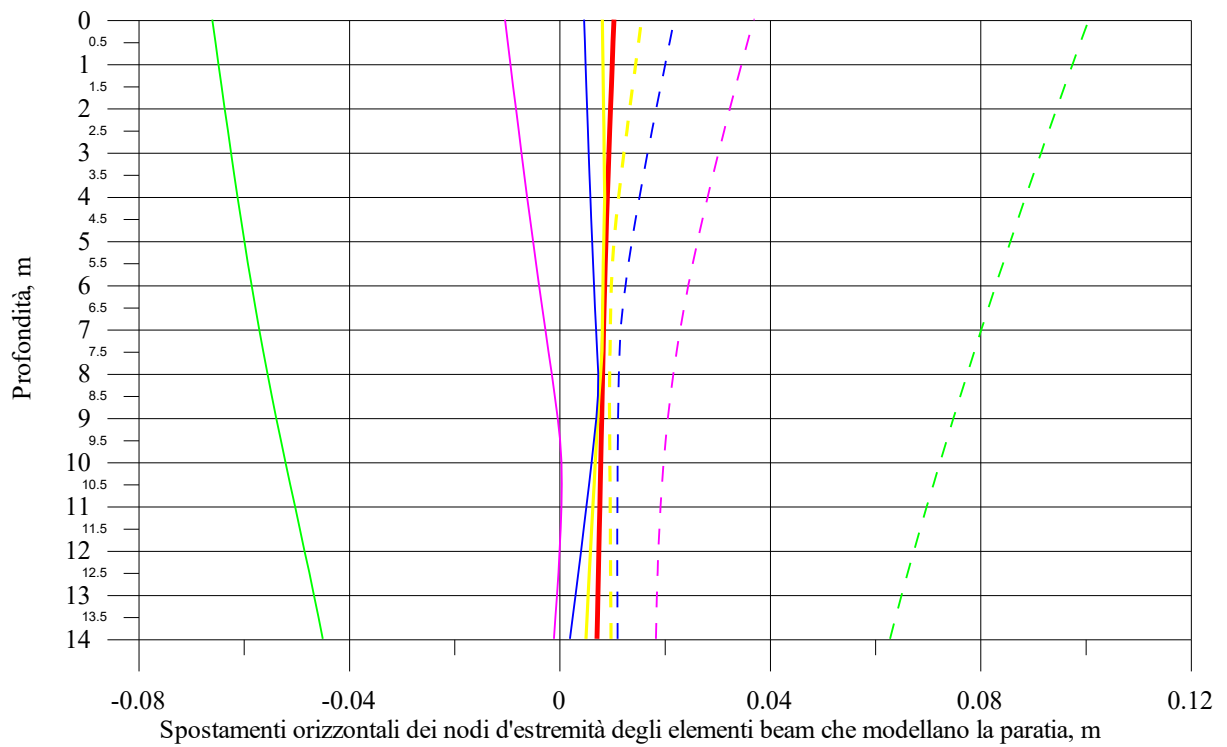
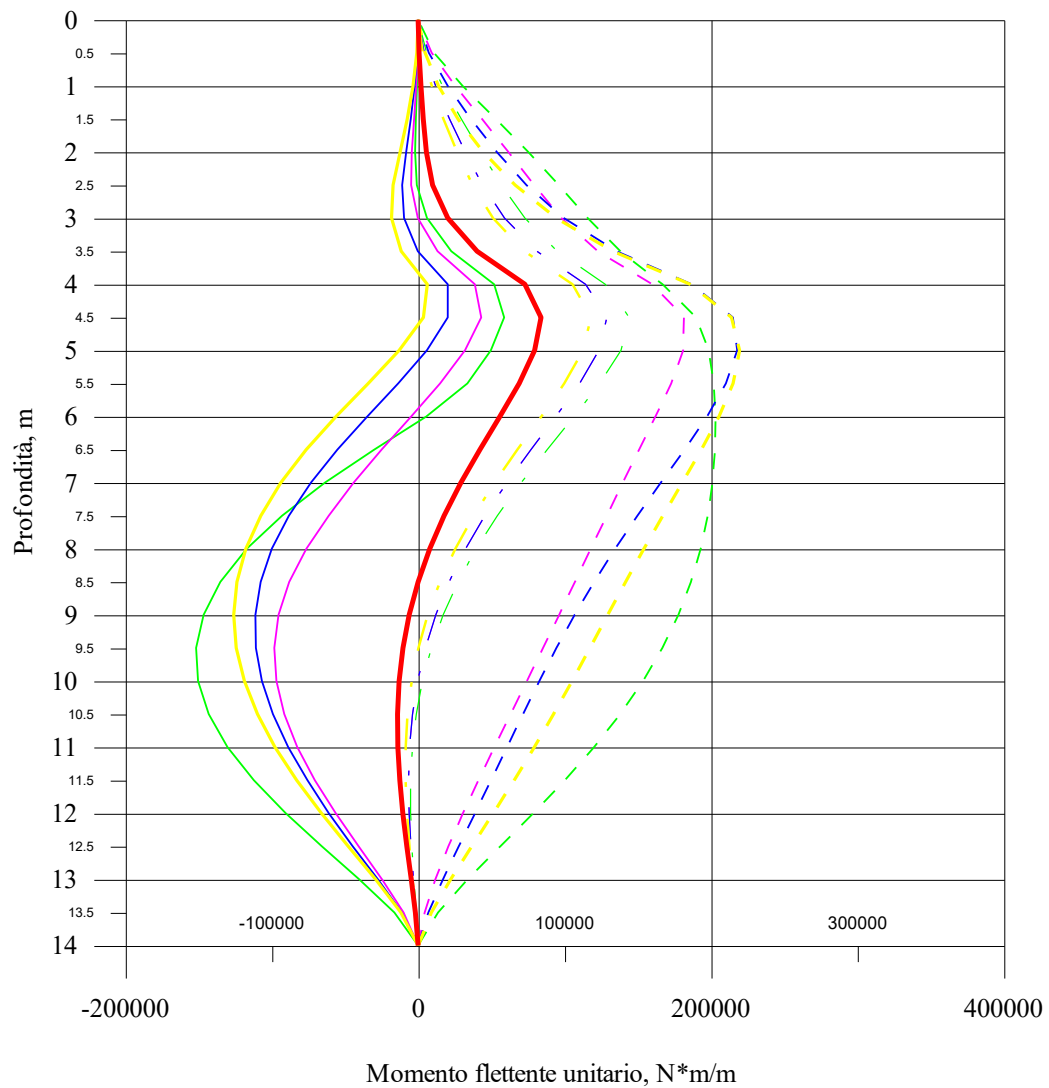


Fig. 5.21 Terreno S060,  $a_g=0.2 \cdot g$ , spostamenti estremi (in alto) e residui (in basso) della paratia di sinistra



Risultati per il caso di materiale  
sovracconsolidato (Argilla S120,  $c_u=120$  kPa)

- Diagramma analisi statica
- $M_{Min}$   $f=1$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=1$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=1$  Hz
- $M_{Min}$   $f=2$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=2$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=2$  Hz
- $M_{Min}$   $f=4$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=4$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=4$  Hz
- $M_{Min}$   $f=8$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=8$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=8$  Hz

Fig. 5.22 Terreno S120,  $a_g=0.2g$ , involucri del momento flettente nelle paratie

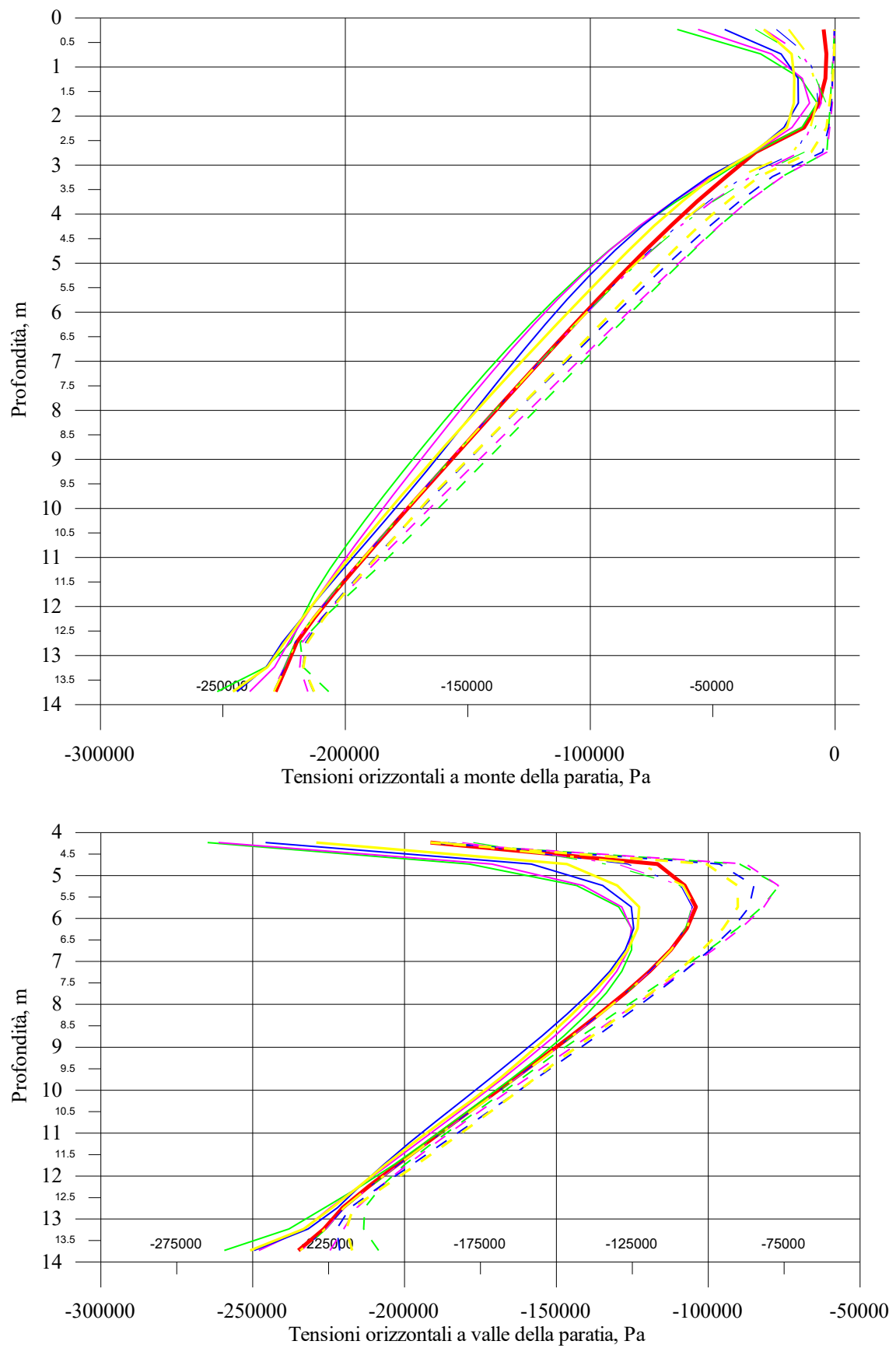
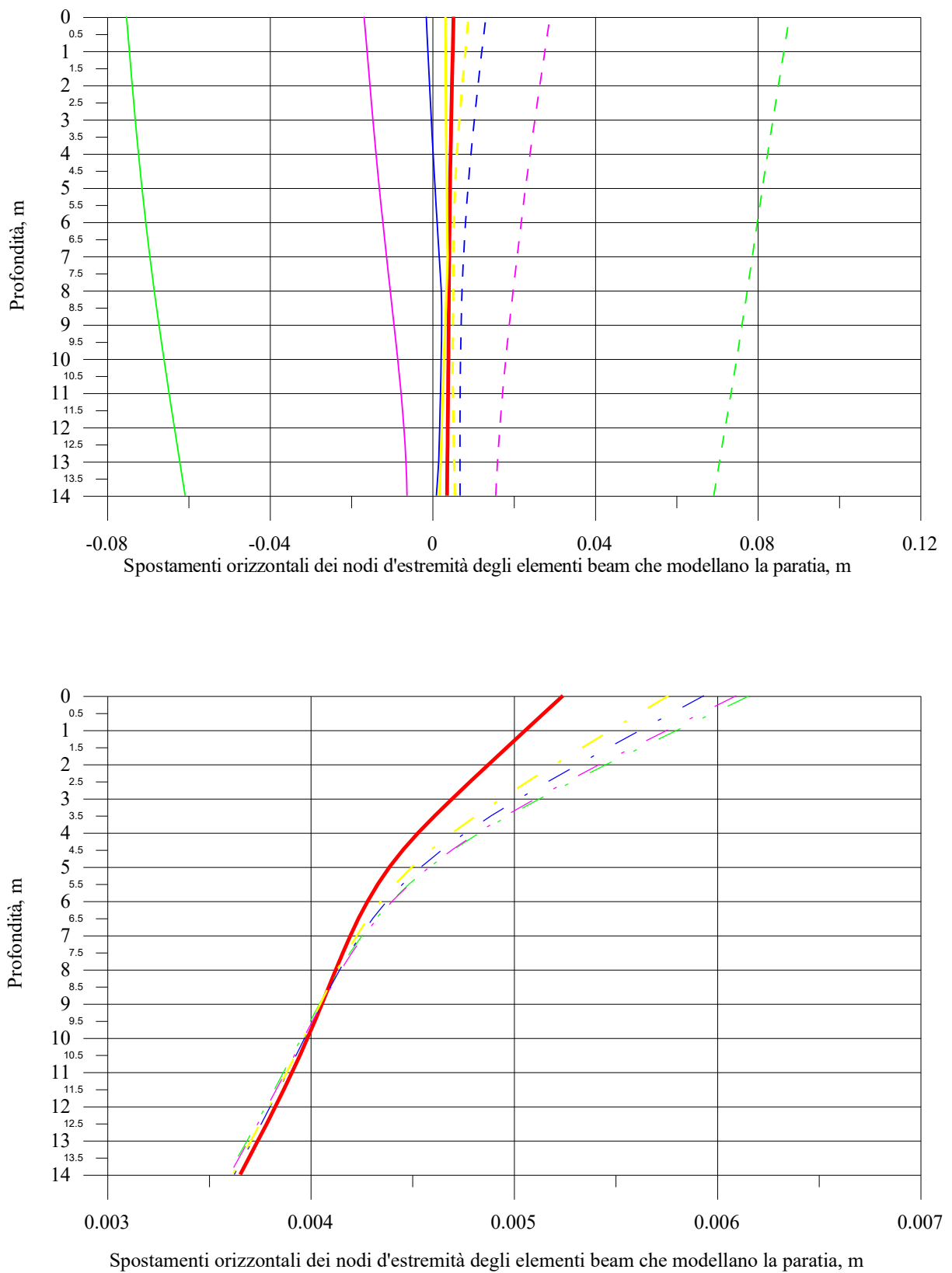
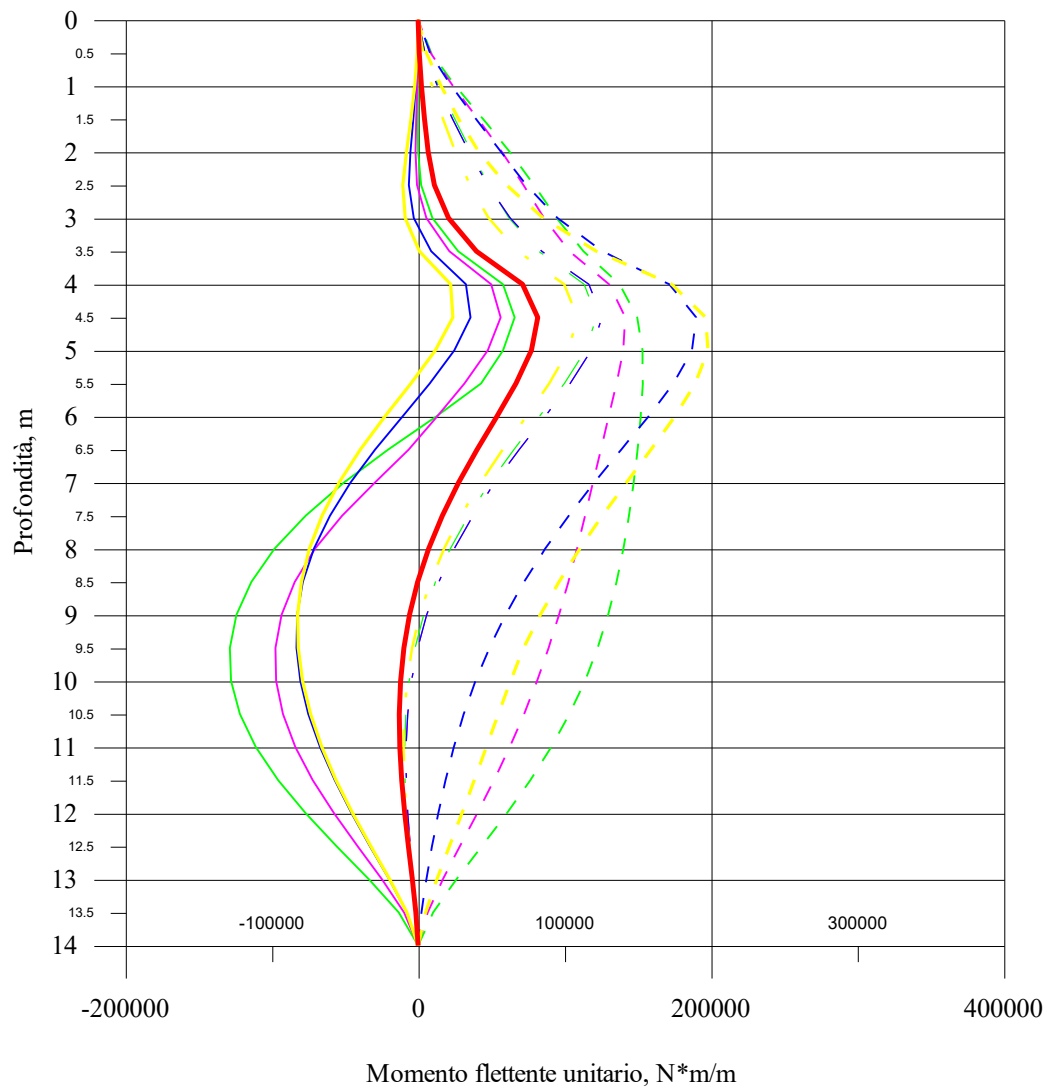


Fig. 5.23 Terreno S120,  $a_g=0.2 \cdot g$ , involucri delle distribuzioni delle tensioni orizzontali sulle paratie

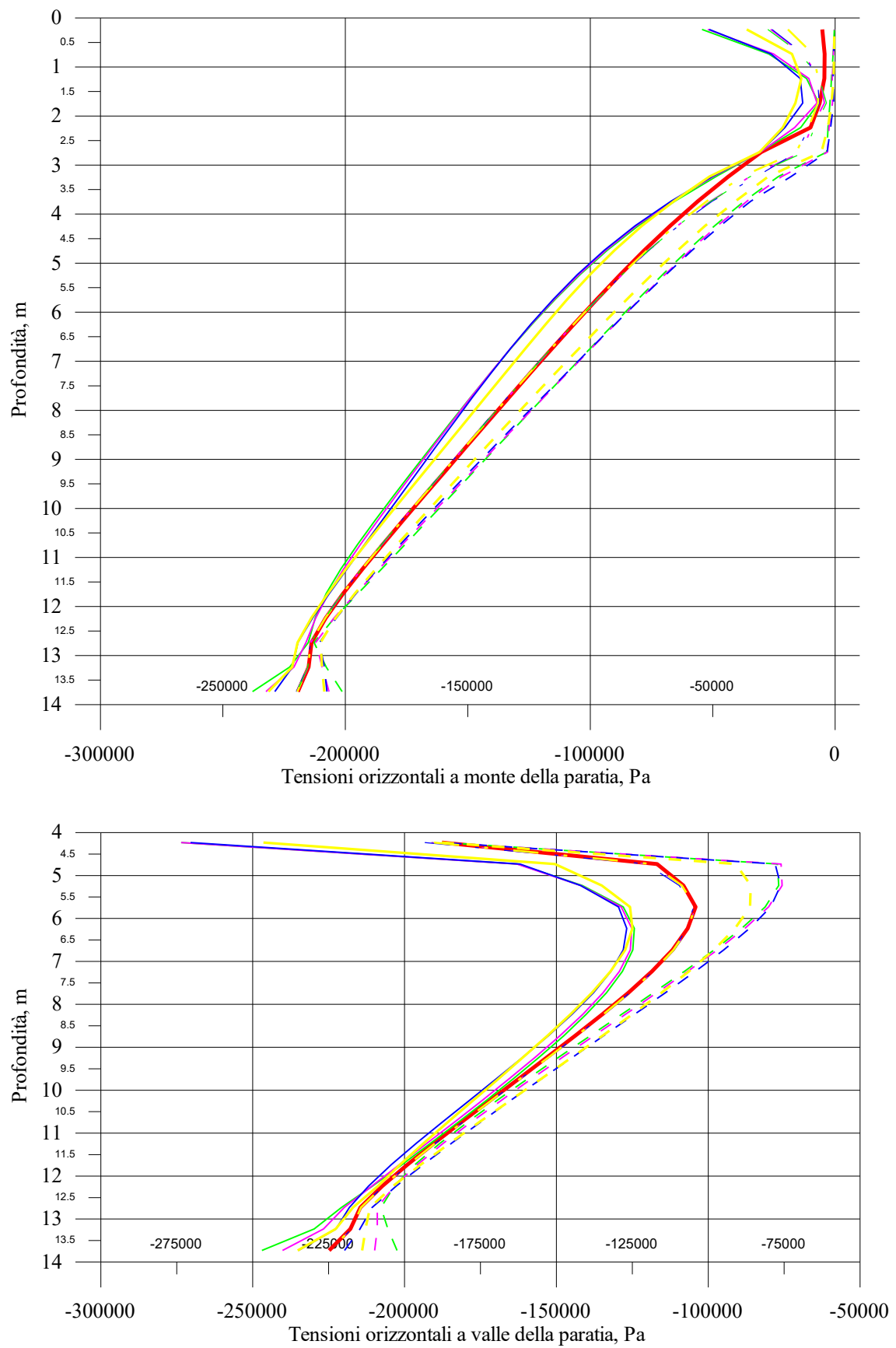

 Fig. 5.24 Terreno S120,  $a_g=0.2 \cdot g$ , spostamenti estremi (in alto) e residui (in basso) della paratia di sinistra



Risultati per il caso di materiale sovraconsolidato  
(Argilla S240,  $c_u=240$  kPa)

- Diagramma analisi statica
- $M_{Min}$   $f=1$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=1$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=1$  Hz
- $M_{Min}$   $f=2$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=2$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=2$  Hz
- $M_{Min}$   $f=4$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=4$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=4$  Hz
- $M_{Min}$   $f=8$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=8$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=8$  Hz

Fig. 5.25 Terreno S240,  $a_g=0.2g$ , involucri del momento flettente nelle paratie

Fig. 5.26 Terreno S240,  $a_g=0.2 \cdot g$ , inviluppi delle distribuzioni delle tensioni orizzontali sulle paratie

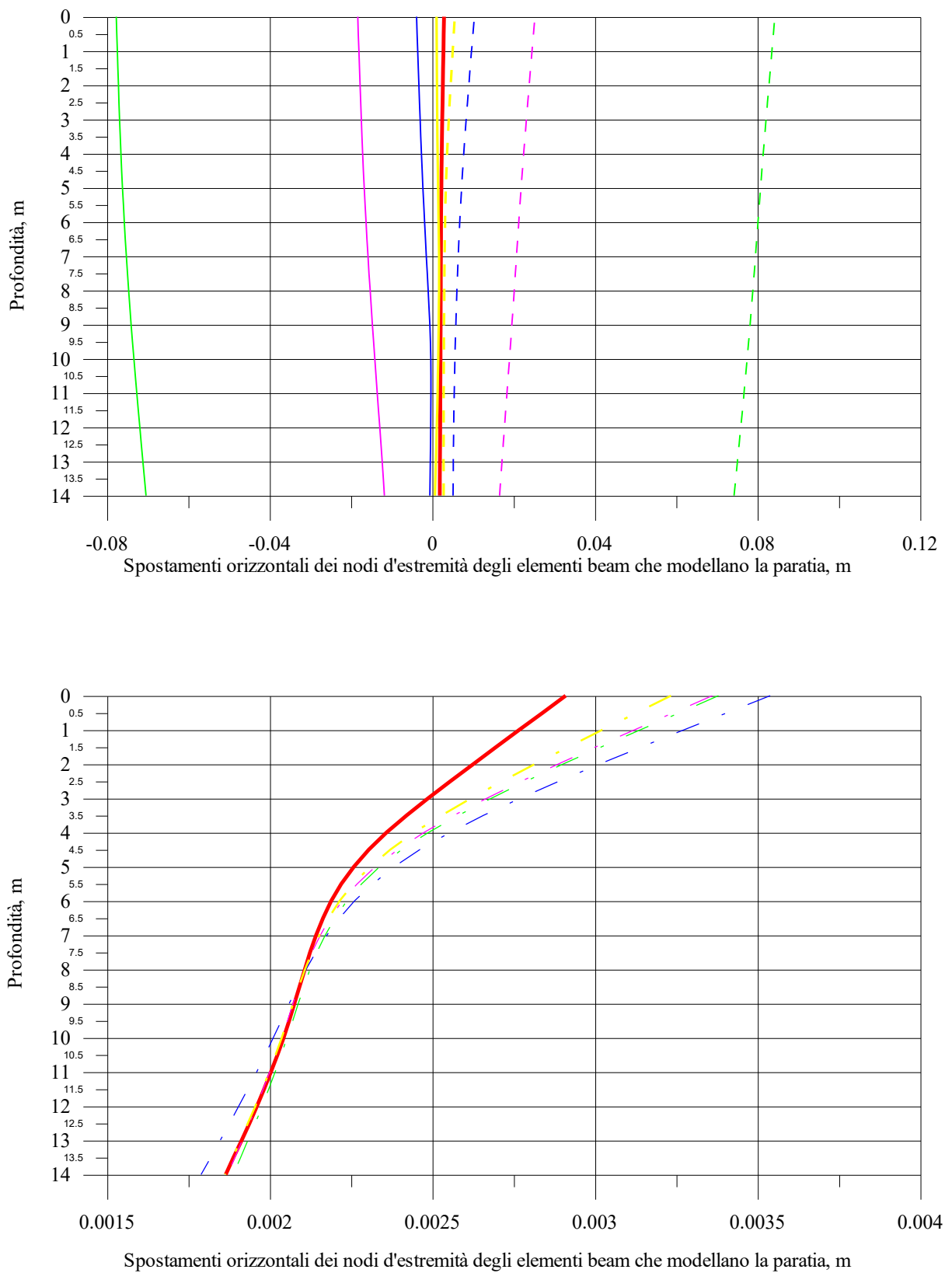
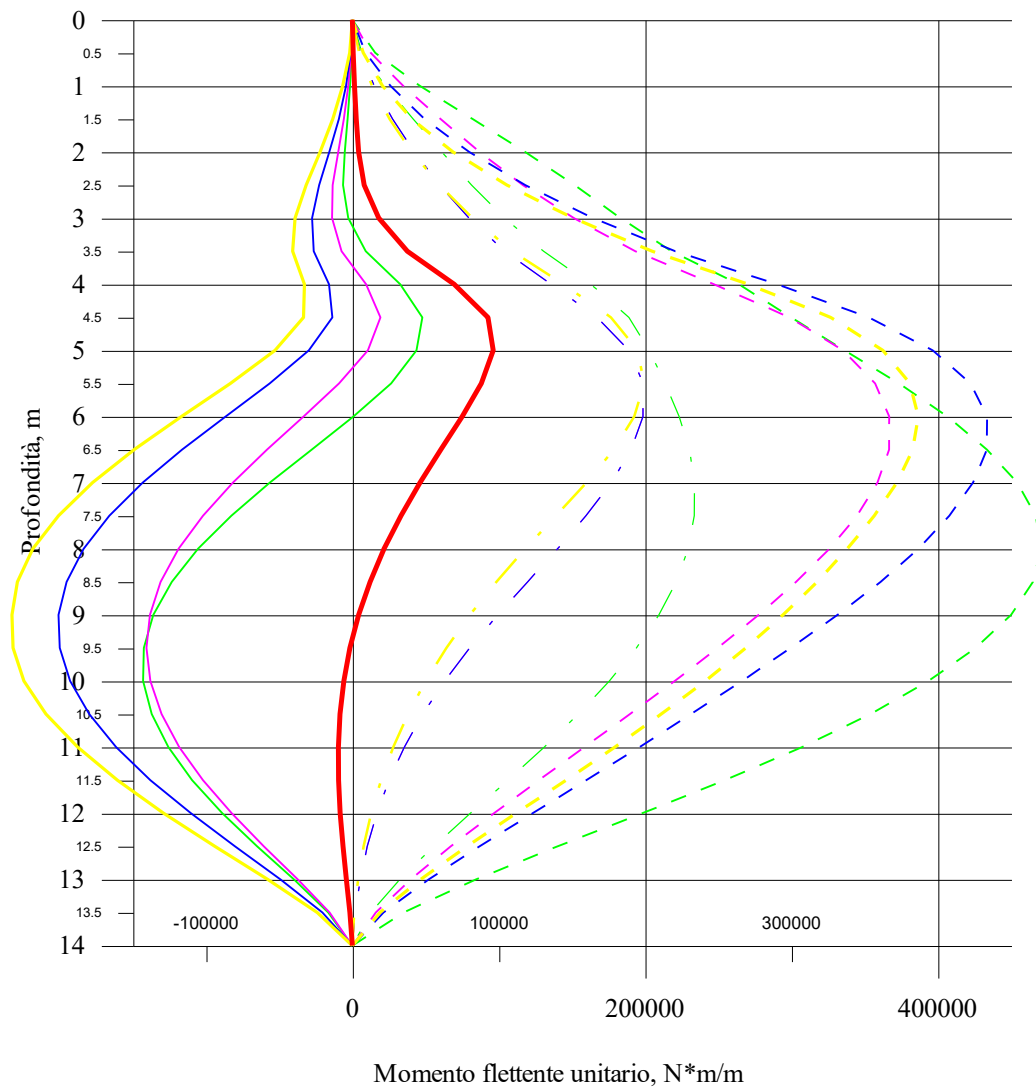


Fig. 5.27 Terreno S240,  $a_g=0.2 \cdot g$ , spostamenti estremi (in alto) e residui (in basso) della paratia di sinistra





Risultati per il caso di materiale  
sovracconsolidato (Argilla S060,  $c_u=60$  kPa)

- Diagramma analisi statica
- $M_{Min}$   $f=1$  Hz
- -  $M_{Max}$   $f=1$  Hz
- .  $M_{Res}$   $f=1$  Hz
- $M_{Min}$   $f=2$  Hz
- -  $M_{Max}$   $f=2$  Hz
- .  $M_{Res}$   $f=2$  Hz
- $M_{Min}$   $f=4$  Hz
- -  $M_{Max}$   $f=4$  Hz
- .  $M_{Res}$   $f=4$  Hz
- $M_{Min}$   $f=8$  Hz
- -  $M_{Max}$   $f=8$  Hz
- .  $M_{Res}$   $f=8$  Hz

Fig. 5.28 Terreno S060,  $a_g=0.3 \cdot g$ , involucri del momento flettente nelle paratie

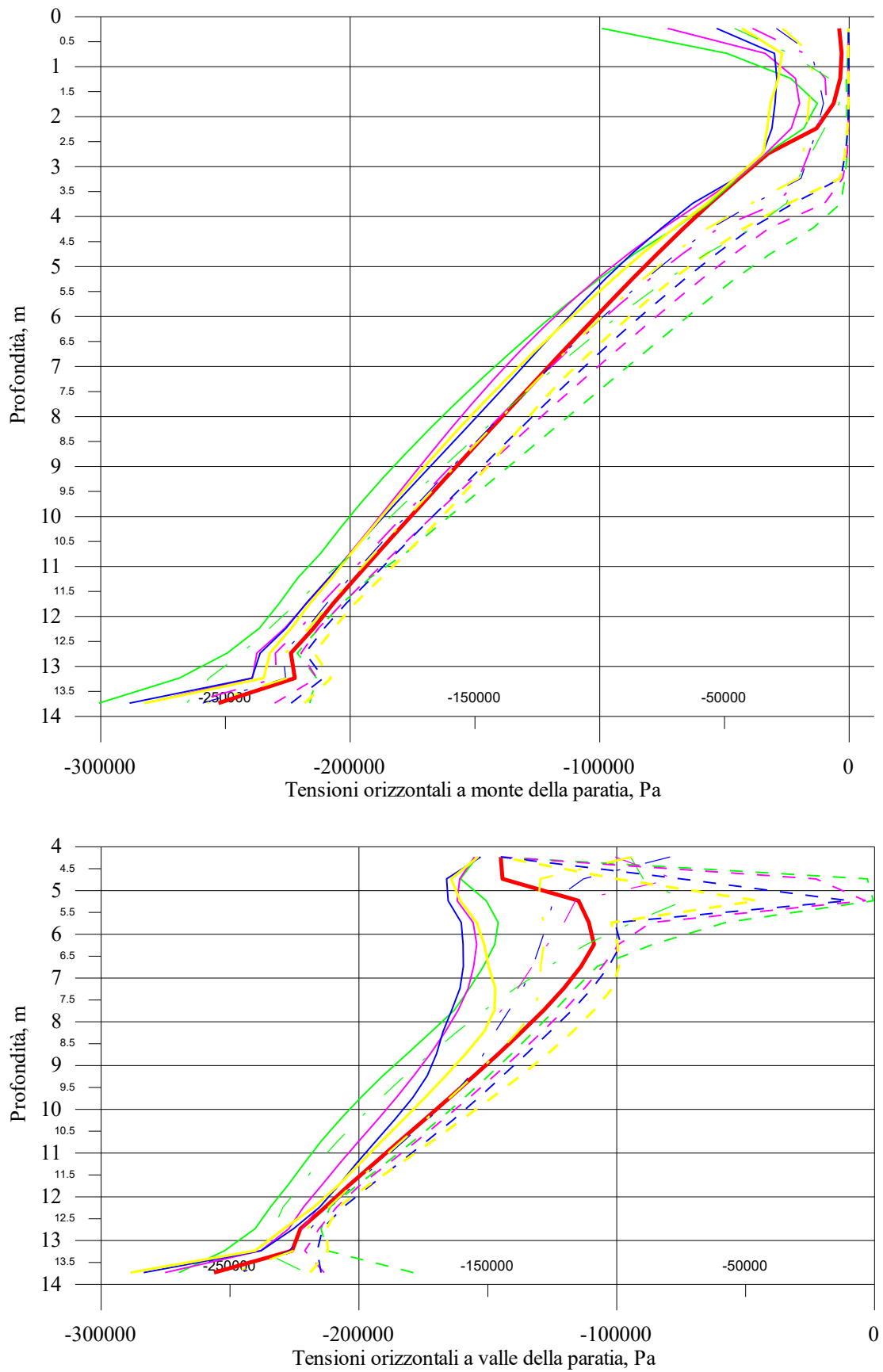
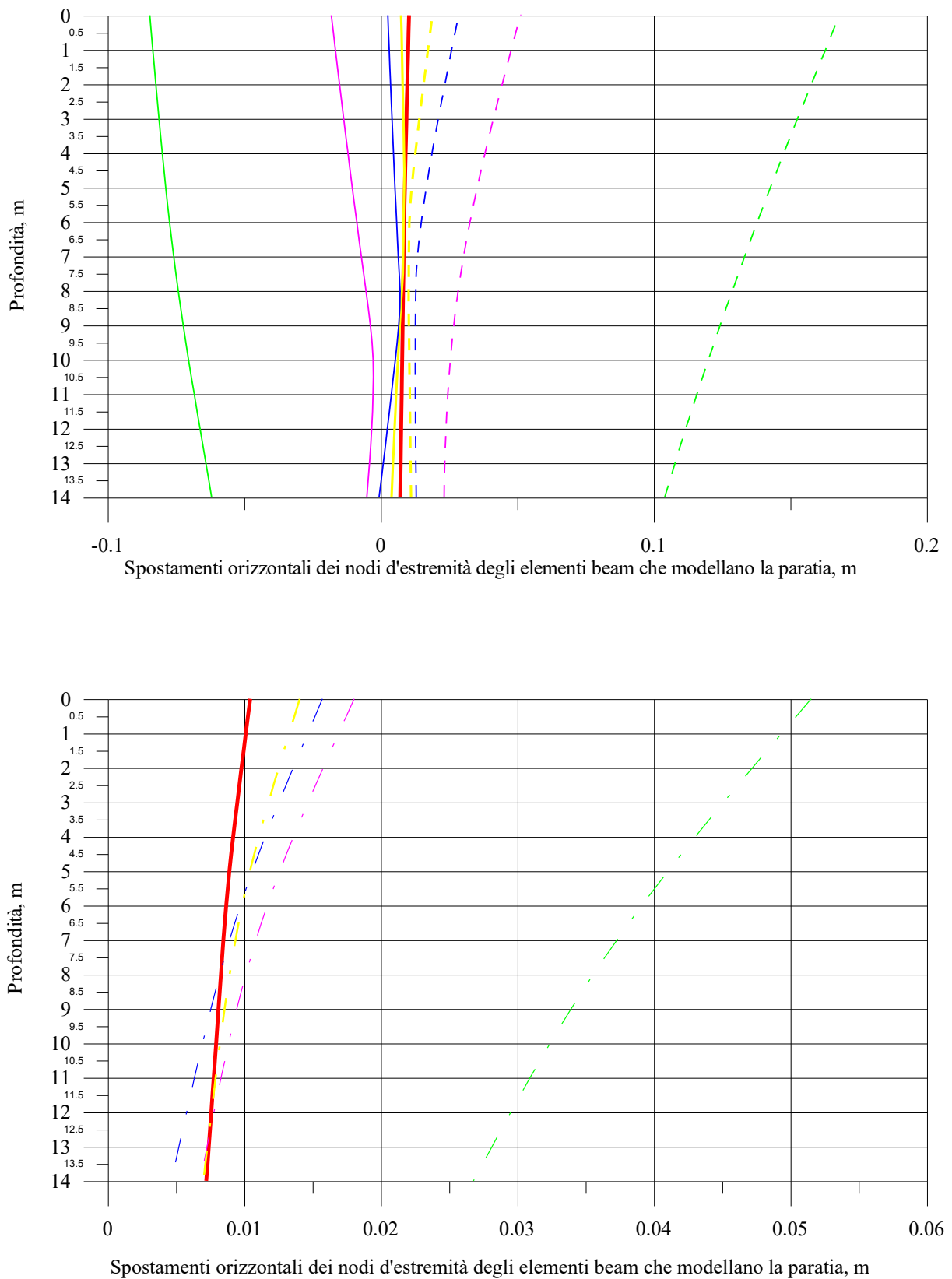
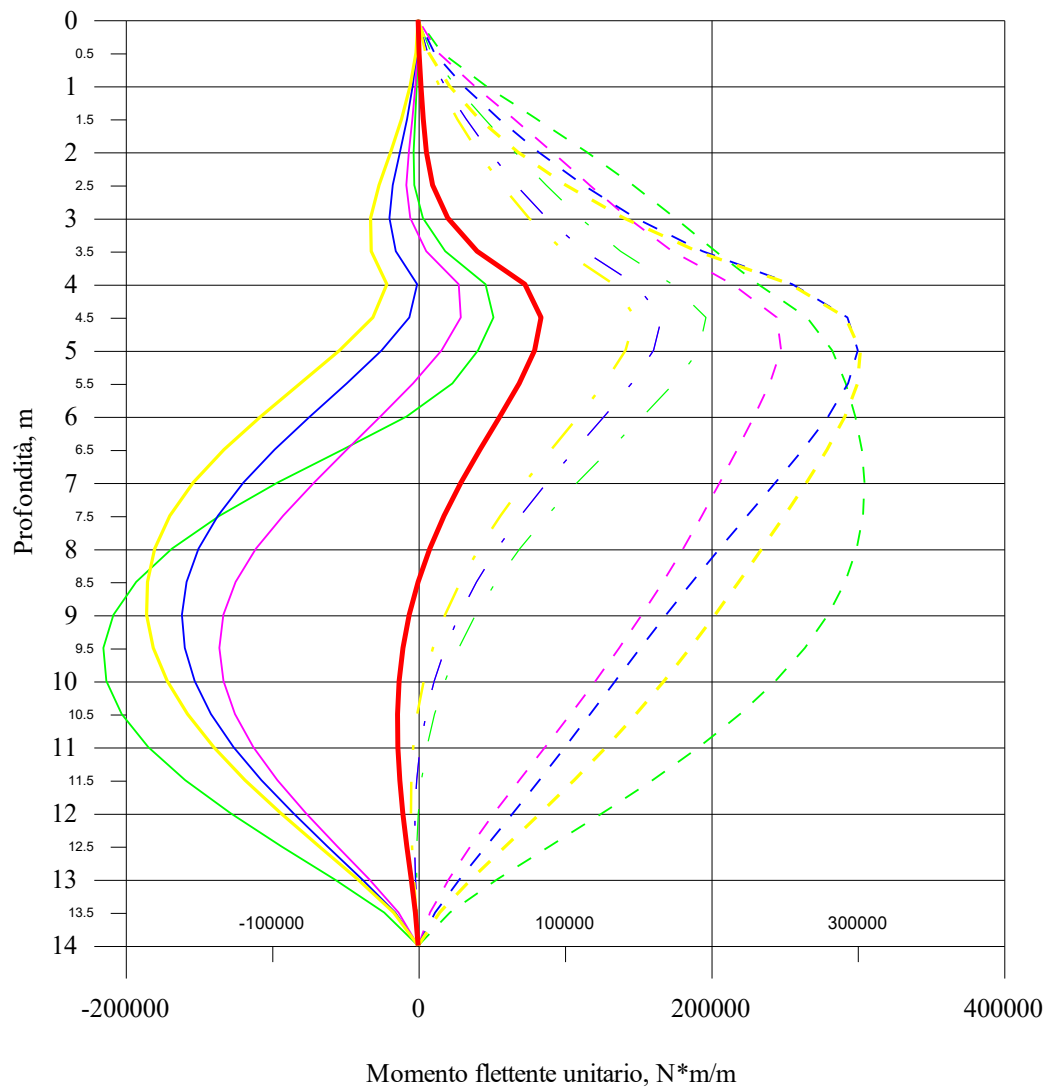


Fig. 5.29 Terreno S060,  $a_g=0.3 \cdot g$ , inviluppi delle distribuzioni delle tensioni orizzontali sulle paratie

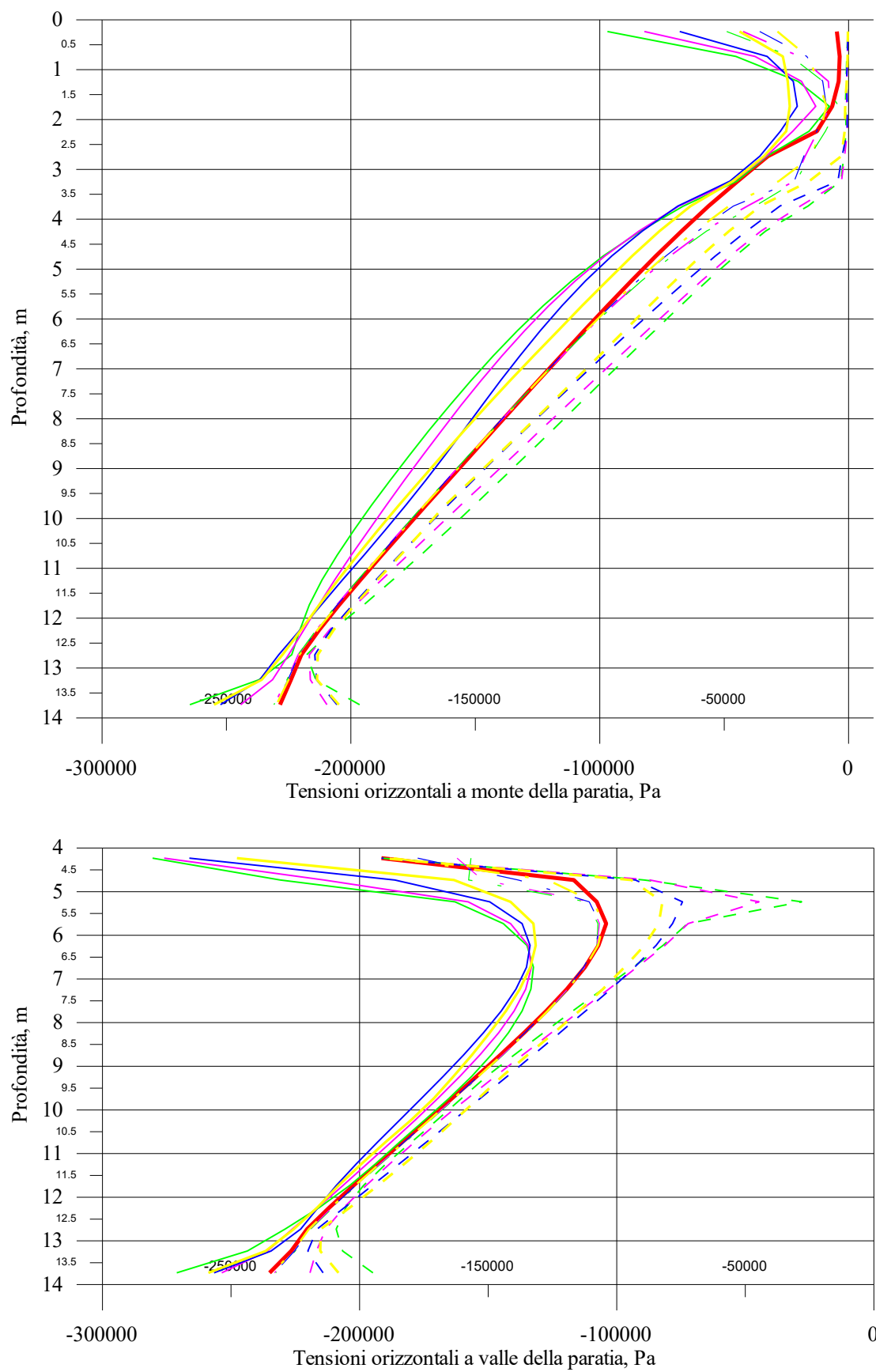
Fig. 5.30 Terreno S060,  $a_g=0.3 \cdot g$ , spostamenti estremi (in alto) e residui (in basso) della paratia di sinistra



Risultati per il caso di materiale  
sovracconsolidato (Argilla S120,  $c_u=120$  kPa)

- Diagramma analisi statica
- $M_{Min}$   $f=1$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=1$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=1$  Hz
- $M_{Min}$   $f=2$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=2$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=2$  Hz
- $M_{Min}$   $f=4$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=4$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=4$  Hz
- $M_{Min}$   $f=8$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=8$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=8$  Hz

Fig. 5.31 Terreno S120,  $a_g=0.3g$ , involucri del momento flettente nelle paratie

Fig. 5.32 Terreno S120,  $a_g=0.3 \cdot g$ , inviluppi delle distribuzioni delle tensioni orizzontali sulle paratie

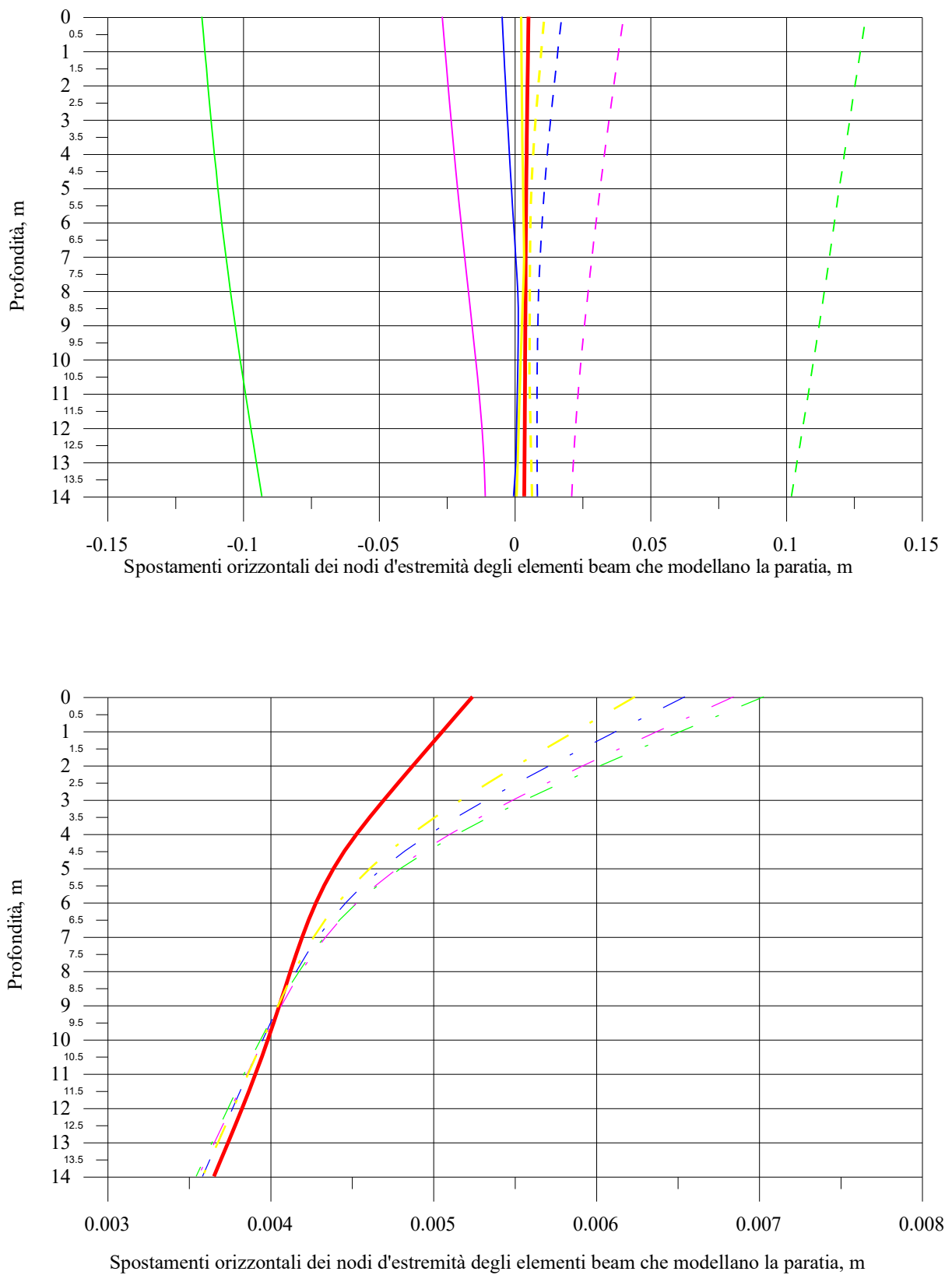
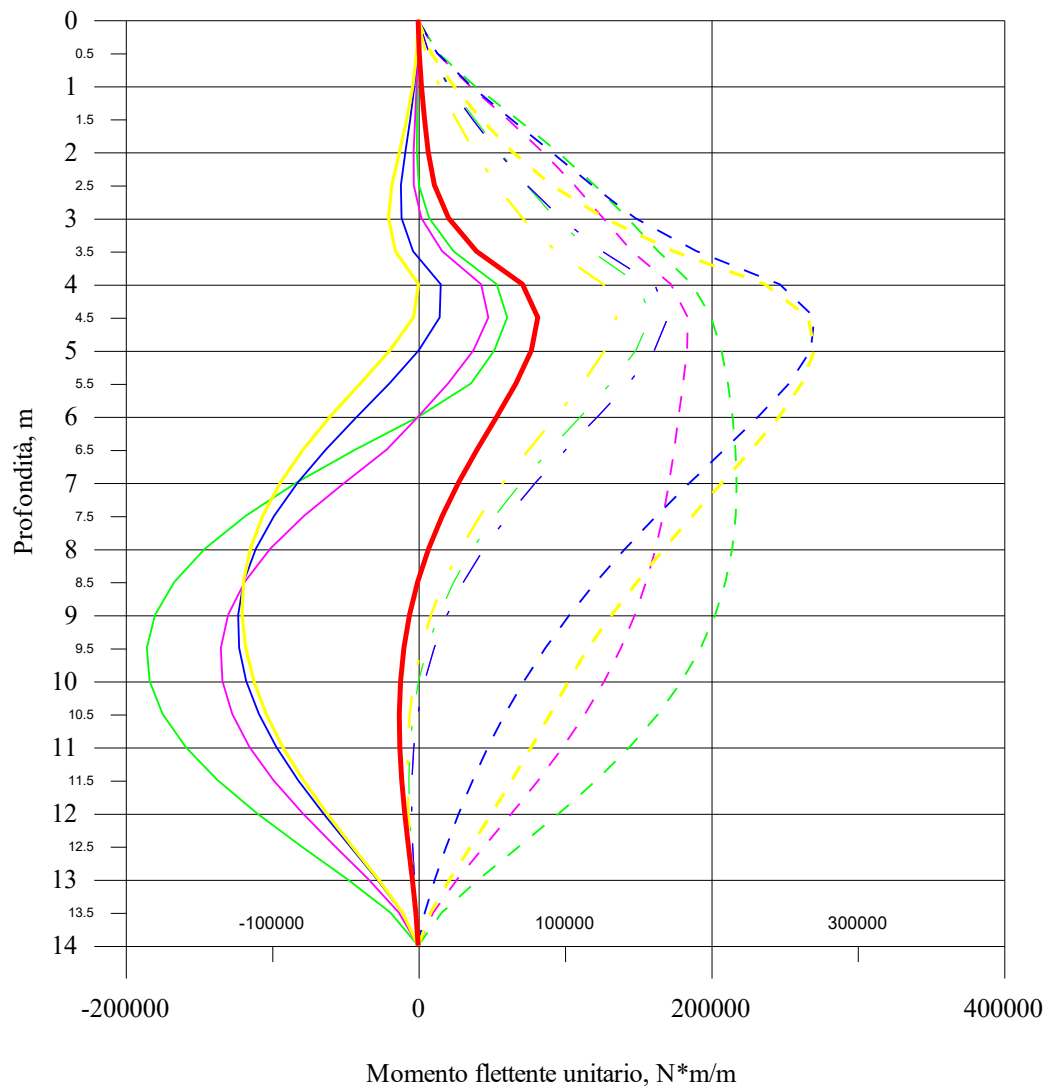


Fig. 5.33 Terreno S120,  $a_g=0.3 \cdot g$ , spostamenti estremi (in alto) e residui (in basso) della paratia di sinistra



Risultati per il caso di materiale sovraconsolidato  
(Argilla S240,  $c_u=240$  kPa)

- Diagramma analisi statica
- $M_{Min}$   $f=1$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=1$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=1$  Hz
- $M_{Min}$   $f=2$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=2$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=2$  Hz
- $M_{Min}$   $f=4$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=4$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=4$  Hz
- $M_{Min}$   $f=8$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=8$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=8$  Hz

Fig. 5.34 Terreno S240,  $a_g=0.3 \cdot g$ , involucri del momento flettente nelle paratie

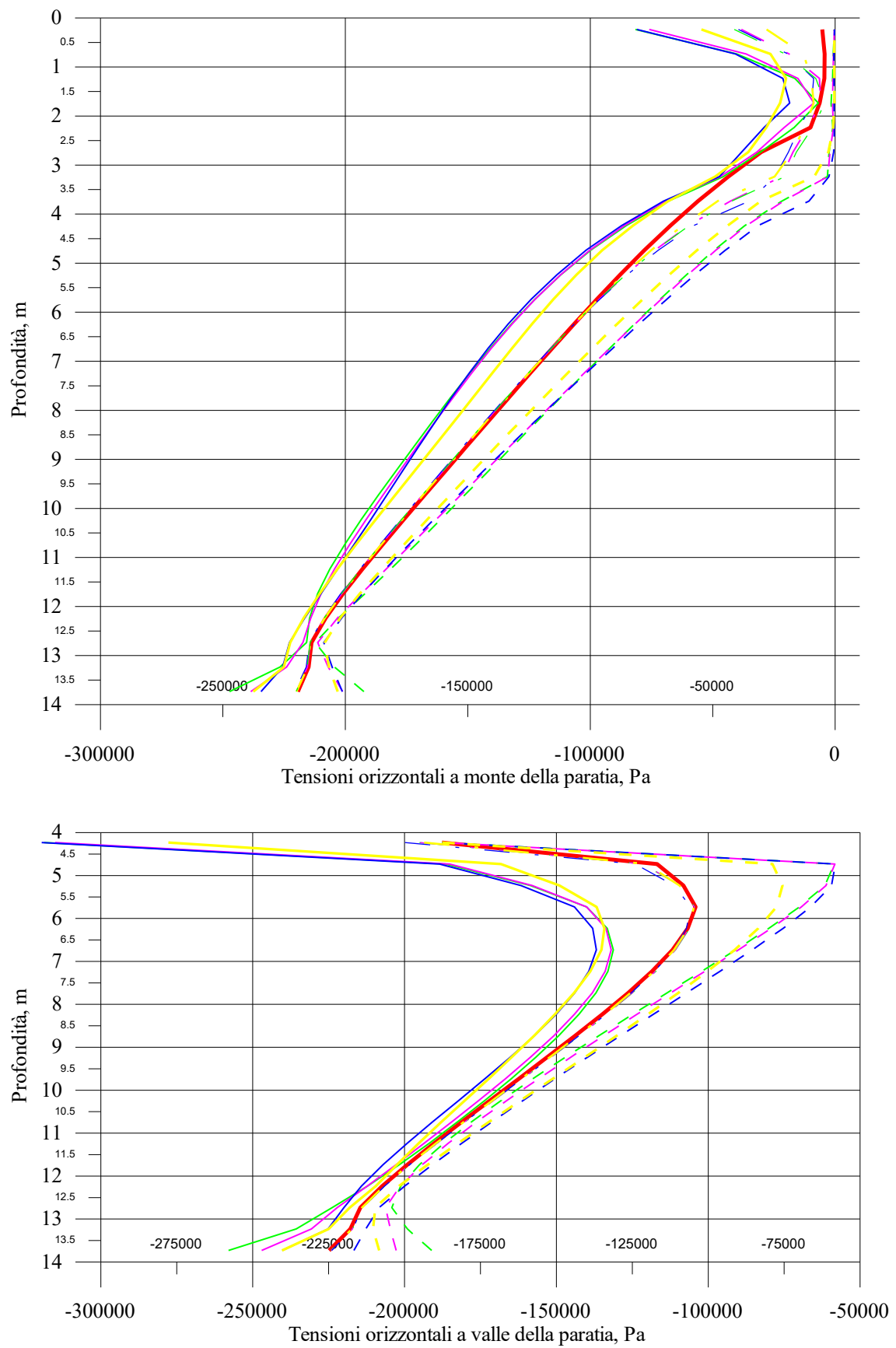
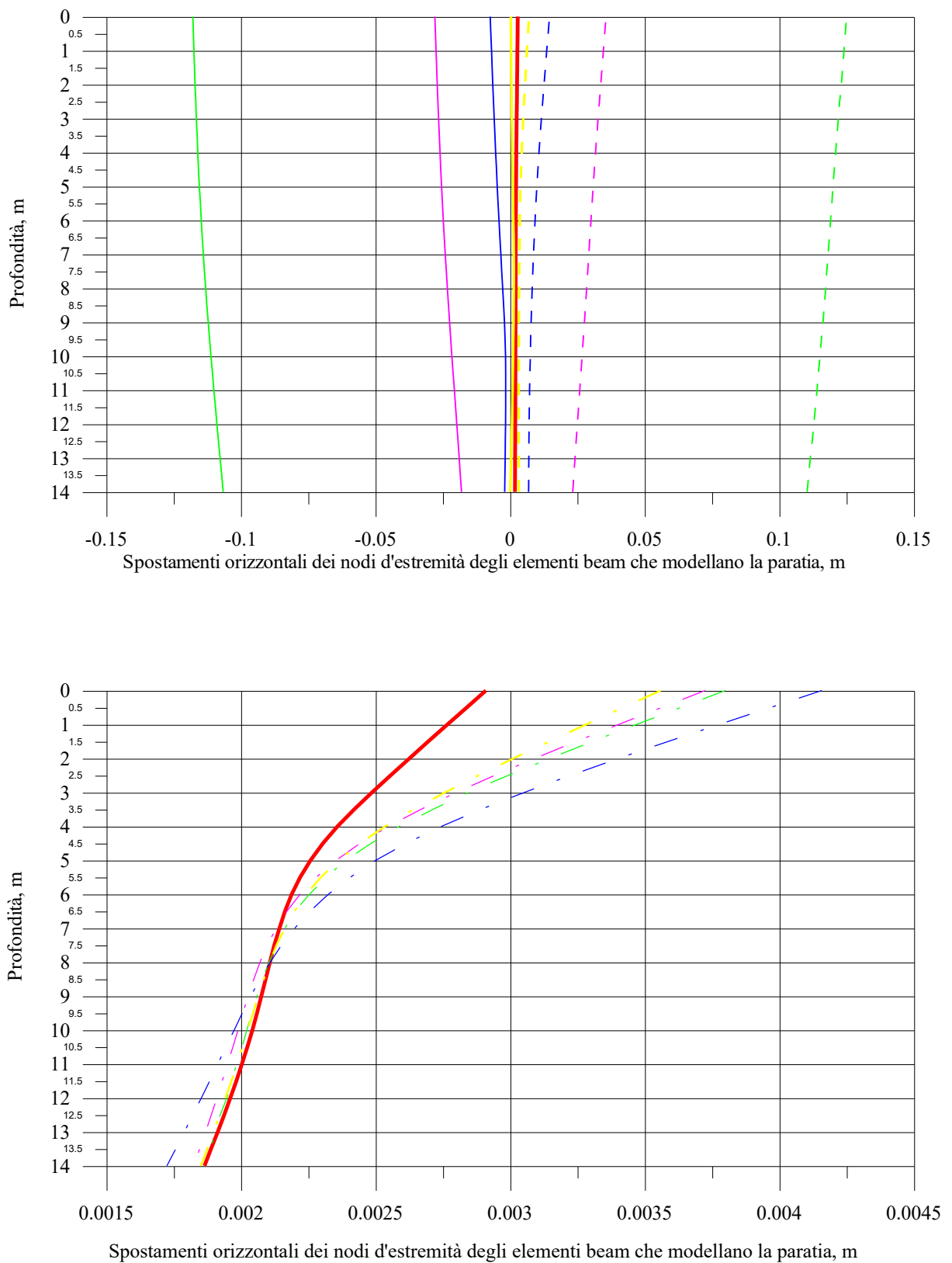
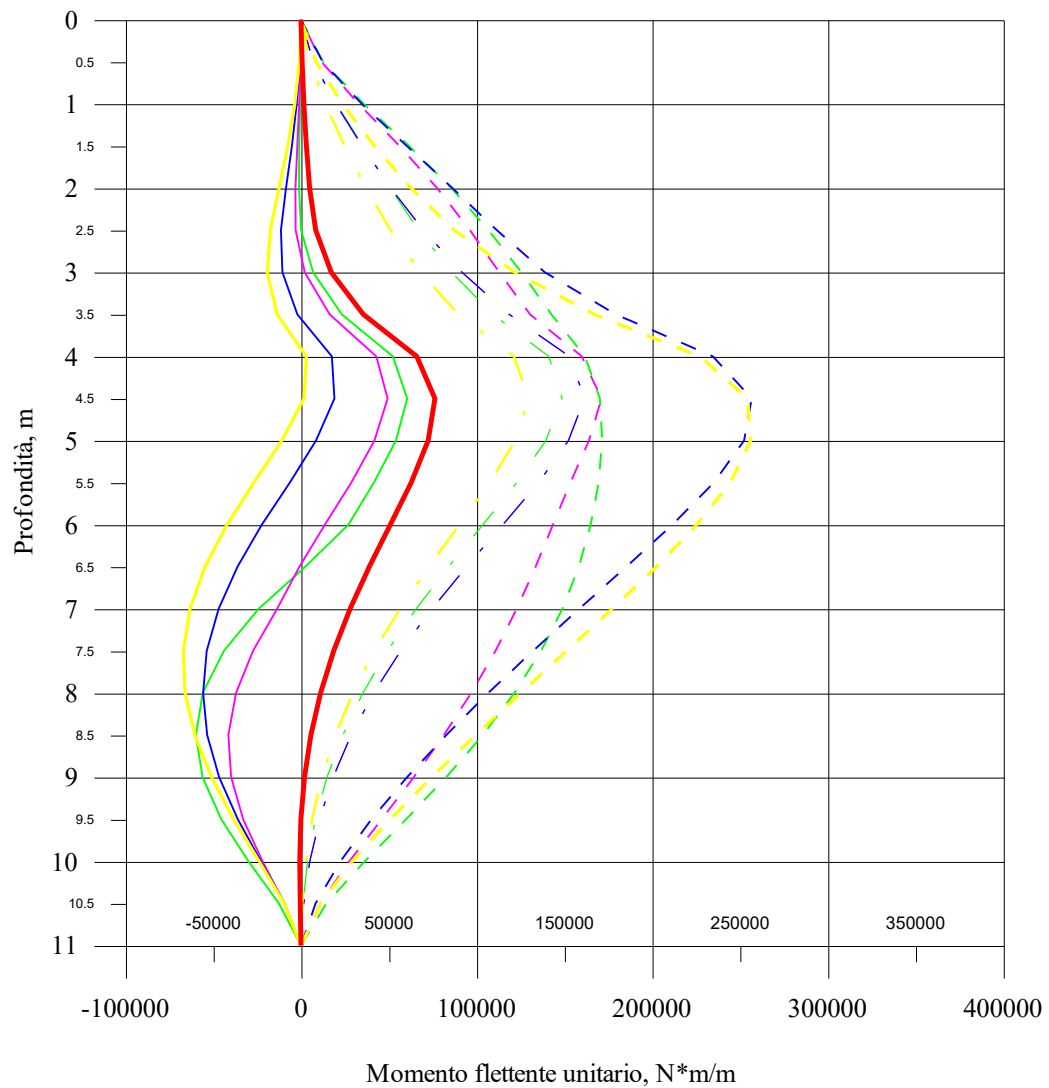


Fig. 5.35 Terreno S240,  $a_g=0.3 \cdot g$ , inviluppi delle distribuzioni delle tensioni orizzontali sulle paratie



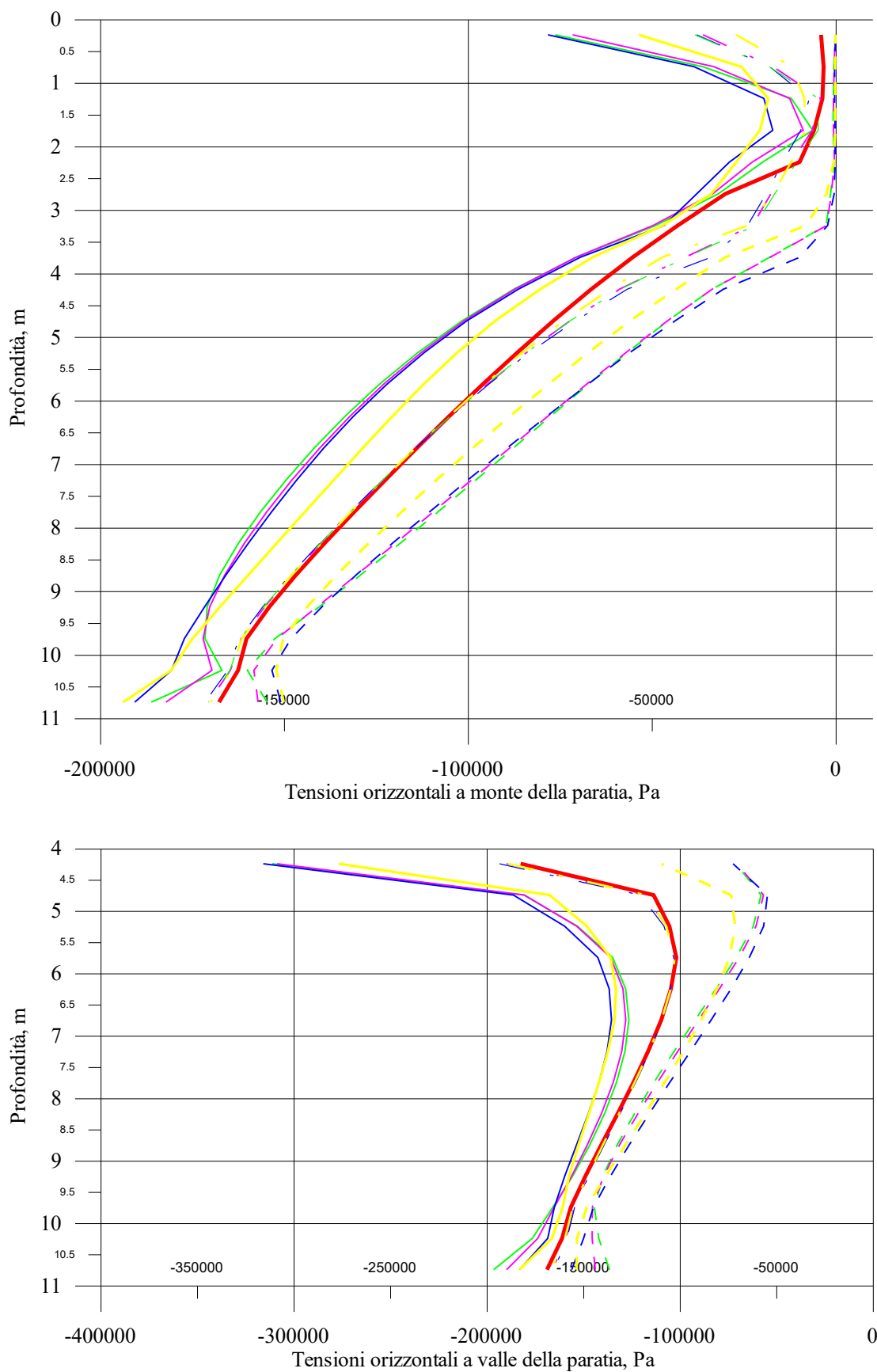
Fig. 5.36 Terreno S240,  $a_g=0.3 \cdot g$ , spostamenti estremi (in alto) e residui (in basso) della paratia di sinistra

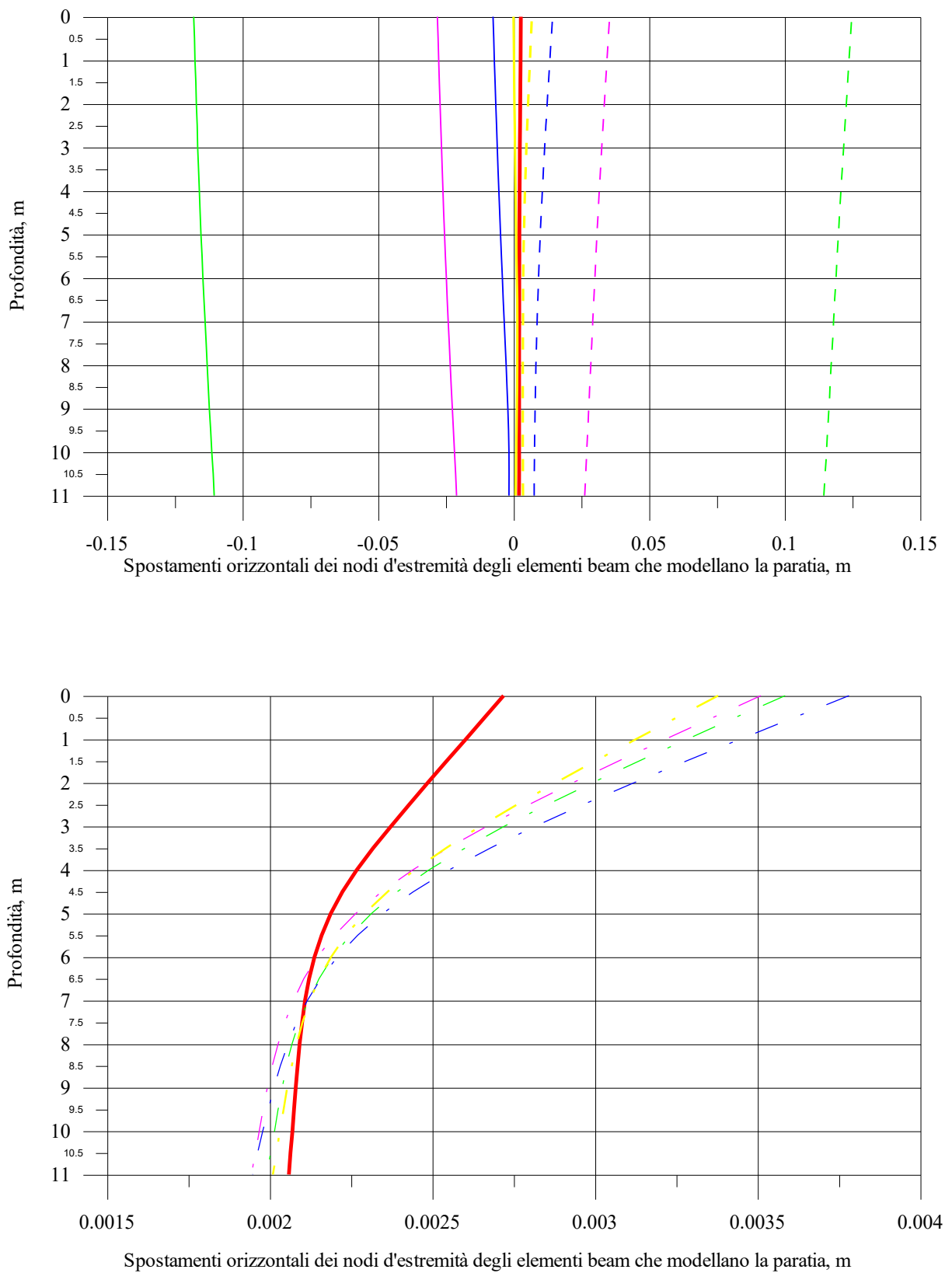


Risultati per il caso di materiale sovraconsolidato  
(Argilla S240,  $c_u=240$  kPa)

- Diagramma analisi statica
- $M_{Min}$   $f=1$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=1$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=1$  Hz
- $M_{Min}$   $f=2$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=2$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=2$  Hz
- $M_{Min}$   $f=4$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=4$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=4$  Hz
- $M_{Min}$   $f=8$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=8$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=8$  Hz

Fig. 5.37 Terreno S240,  $a_g=0.3 \cdot g$ , involucri del momento flettente nelle paratie

Fig. 5.38 Terreno S240,  $a_g=0.3 \cdot g$ , involucri delle distribuzioni delle tensioni orizzontali sulle paratie

Fig. 5.39 Terreno S240,  $a_g=0.3 \cdot g$ , spostamenti estremi (in alto) e residui (in basso) della paratia di sinistra

## Capitolo 6

# ANALISI NEL CASO DI TERRENO GRANULARE SOTTO FALDA

### 6.1 Generalità

---

Le analisi con le quali abbiamo completato il nostro lavoro di ricerca hanno riguardato lo studio del comportamento dinamico di paratie realizzate ancora in terreno granulare (così come nel caso cui si riferivano i modelli di cui al capitolo 4) ma nell'ipotesi di quota piezometrica coincidente con il piano di campagna. Un'ipotesi, quest'ultima, che obbliga all'analisi dell'interazione tra le fasi solida e liquida del terreno e che nel caso sismico richiede, almeno a prima vista, l'impiego di leggi costitutive del materiale in grado di prevedere gli effetti di una sollecitazione di tipo ciclico in termini di variazione delle pressioni neutre. Difatti, il codice di calcolo FLAC, con riferimento a questa classe di problemi, offre la possibilità di impiego del modello di Finn precedentemente descritto (§ 1.7.3) ed utilizzato per lo studio presentato di seguito.

Mostreremo come l'influenza sui risultati di scelte apparentemente importanti come quella della legge costitutiva per lo studio del comportamento in condizioni cicliche è in realtà limitata. Ciò almeno con riferimento a risultati "globali" ovvero di interesse direttamente applicativo quali le sollecitazioni flettenti e gli spostamenti di progetto.

Ad ogni modo, il modello di Finn e con esso il modello polifase acqua-terreno impiegato per tenere conto degli effetti dell'interazione che si hanno in presenza del fenomeno sismico è stato testato principalmente nel caso del terreno con maggiore grado di addensamento fra quelli granulari scelti per le analisi precedenti (Terreno C,  $\phi' = 38^\circ$  ...). Ciò perché, nell'ottica di valutare il comportamento "in esercizio" dell'opera di sostegno, l'idea era quella di mantenersi sufficientemente distanti da eventuali fenomeni di liquefazione indotti dall'onda sismica. Ovviamente serie di analisi di confronto sono state eseguite anche con riferimento alle sabbie più sciolte (Terreni A e B).

L'attenzione è stata soffermata sia su fattori dai quali a priori era lecito attendersi una influenza sulla risposta del modello sia su elementi la cui importanza è stata chiarita dai risultati delle prime analisi svolte.

In particolare, analisi parametriche hanno riguardato la scelta dei valori delle quattro (di fatto tre) costanti che occorre specificare nel caratterizzare il modello di Finn; le differenze che si riscontrano con l'impiego del modello di Finn stesso ovvero con il modello di Mohr-Coulomb riguardo i valori delle pressioni interstiziali indotte dal passaggio del sisma.

Non è superfluo precisare che tutto questo è stato fatto al variare del contenuto in frequenza e dell'ampiezza della sollecitazione scelta.

E' stata poi testata l'influenza sulla risposta sia del numero dei treni d'onda scelto per comporre l'input sismico sia dell'angolo di dilatanza che interviene come parametro per il criterio di resistenza del materiale.

Queste ultime analisi sono state condotte poiché le analisi eseguite con il consueto valore di  $10^\circ$  del parametro, nel caso di impiego del semplice modello di Mohr-Coulomb, non mostravano incrementi delle pressioni interstiziali nelle zone del modello corrispondenti agli elementi di terra a contatto con l'opera di sostegno, disposti a valle di essa.

Dal punto di vista del problema sono stati considerati tanto il caso di fondo scavo mantenuto asciutto mediante l'impiego di pompe che quello di fondo scavo impermeabilizzato per permettere la realizzazione di una sovrastruttura permanente quale ad esempio una pavimentazione stradale.

E' evidente che dal punto di vista applicativo il caso di maggiore interesse è il secondo visto che la condizione di moto di filtrazione permanente viene affrontata solo per intervalli di tempo limitati ovvero in situazioni poco frequenti nella casistica delle applicazioni progettuali (e.g. argini fluviali ed opere water-front). Del resto nel considerare l'impermeabilizzazione del fondo dello scavo nascono dei problemi di tipo pratico che riguardano la necessità di mantenere le condizioni di equilibrio in presenza di una pressione dell'acqua non nulla al di sotto dell'impermeabilizzazione stessa. Occorre applicare sul fondo scavo un carico in grado di garantire con un adeguato margine la sicurezza nei confronti del fenomeno di sollevamento.

Le differenze tra i due casi, come meglio evidenziato in seguito, sono peraltro sorprendentemente interessanti.

Precisiamo, infine, che la sovrastruttura di cui al caso di fondo scavo impermeabilizzato è stata modellata semplicemente come un carico distribuito uniformemente sul fondo dello scavo stesso. Il valore di quest'ultimo è stato assunto pari a 40 kPa che sommati ai 10 kPa del peso proprio dell'impermeabilizzazione (soletta in calcestruzzo armato di altezza pari a 40 centimetri) forniscono un valore della tensione totale verticale applicata sul fondo dello scavo uguale a 50 kPa. Maggiore quindi del 25 % rispetto alla sottospinta idraulica agente sull'impermeabilizzazione stessa.

Questa scelta è stata maturata dopo una serie di tentativi con valori sia minori ( $q_{TOT}=25$  kPa) che maggiori ( $q_{TOT}=100$  kPa) di quello poi effettivamente adottato.

## 6.2 Risultati delle analisi condotte con il modello di riferimento

---

Le analisi di riferimento sono state svolte utilizzando, come detto, per il modello di comportamento meccanico del terreno il modello di Mohr-Coulomb con un angolo di dilatanza pari a  $10^\circ$  optando peraltro per il modello di Finn per il calcolo delle pressioni indotte dall'azione sismica.

Le analisi sono state eseguite per tutti e tre i terreni (A, B e C) studiati in precedenza e dunque al variare del grado di addensamento della sabbia oltre che della frequenza dell'input sismico. Per quanto riguarda l'accelerazione di picco al suolo è stato considerato soltanto il valore  $0.3 \cdot g$  per i Terreni A e B mentre per il terreno C è stato considerato anche il valore  $0.1 \cdot g$ . Come d'abitudine, prima di entrare nel dettaglio dei risultati delle analisi dinamiche condotte con riferimento ai tre terreni considerati, presentiamo i risultati ottenuti nelle analisi statiche preliminari (cfr Figg. 6.1, 6.2, 6.3 e 6.4).

L'opera maggiormente sollecitata sia in termini di momento flettente che di spostamenti è evidentemente l'opera realizzata nel Terreno A che presenta in testa uno spostamento di poco maggiore di 2 cm e che è caratterizzata da un valore di progetto della sollecitazione flettente quasi doppio rispetto a quello della paratia nel Terreno C.

I risultati sono peraltro quelli attesi con la profondità della sezione maggiormente sollecitata a flessione che aumenta al diminuire del grado di addensamento del terreno contemporaneamente alla mobilitazione di condizione di equilibrio limite passivo a profondità crescenti nelle zone a valle delle paratie.

Sono decisamente più sorprendenti i risultati delle analisi dinamiche soprattutto se confrontati con quelli ottenuti per il caso di materiale asciutto. Ciò considerato che:

- non si osserva una dipendenza della risposta dalla frequenza marcata come quella osservata in precedenza;
- i valori di progetto della sollecitazione flettente corrispondono in generale ai valori più alti della frequenza dell'input sismico mentre le deformazioni residue post-sisma più elevate continuano ad aversi nel caso dei valori minori della frequenza dell'input sismico;
- si osservano, come nel caso delle paratie in terreni a grana fine, rispetto al caso statico, sia un aumento sia una riduzione dei momenti flettenti; ci sono pure delle frequenze per le quali l'involuppo della sollecitazione di flessione cambia di segno in corrispondenza del piede della paratia;



- l'amplificazione della sollecitazione flettente rispetto al caso statico è decisamente più contenuta di quanto si osserva per il materiale asciutto: la presenza dell'acqua di fatto attenua gli effetti di amplificazione prodotti dal passaggio dell'onda sismica.

Il diagramma riportato di seguito mostra gli incrementi sismici del momento flettente massimo sulla paratia per i tre terreni considerati in corrispondenza del valore  $0.3 \cdot g$  per l'accelerazione di picco al suolo: il Terreno C è quello per il quale l'amplificazione dei momenti per effetto del sisma è, in percentuale, maggiore; ad ogni modo gli incrementi non sono mai superiori al 25 % del valore statico.

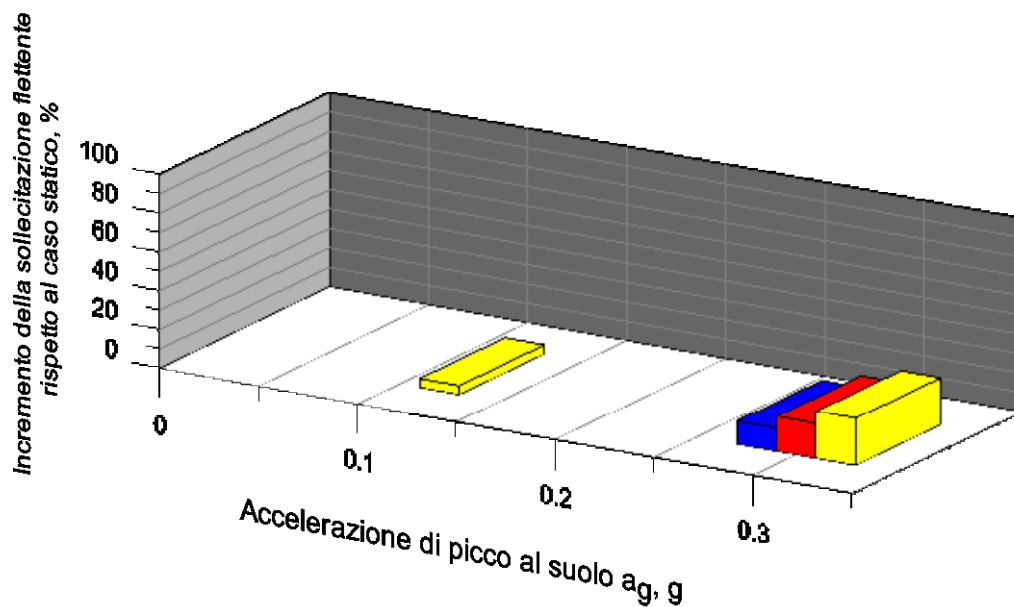


Fig. 6.5 Incremento percentuale della sollecitazione flettente di progetto rispetto al caso statico ( $a_g=0.3 \cdot g$ , Terreno A in blu, Terreno B in rosso, Terreno C in giallo)

Nelle pagine finali sono riportati invece i risultati più significativi di tutte le analisi di riferimento svolte appena descritti ed alla base dei risultati di sintesi proposti appresso.

	Valori di progetto del momento flettente, kN*m/m		
$a_g, g$	Terreno A	Terreno B	Terreno C
0	+599.50	+469.90	+366.80
0.1			+384.10 -000.31
0.3	+672.30 -116.40	+556.00 -051.18	+457.30 -074.67

Tab. 6.1

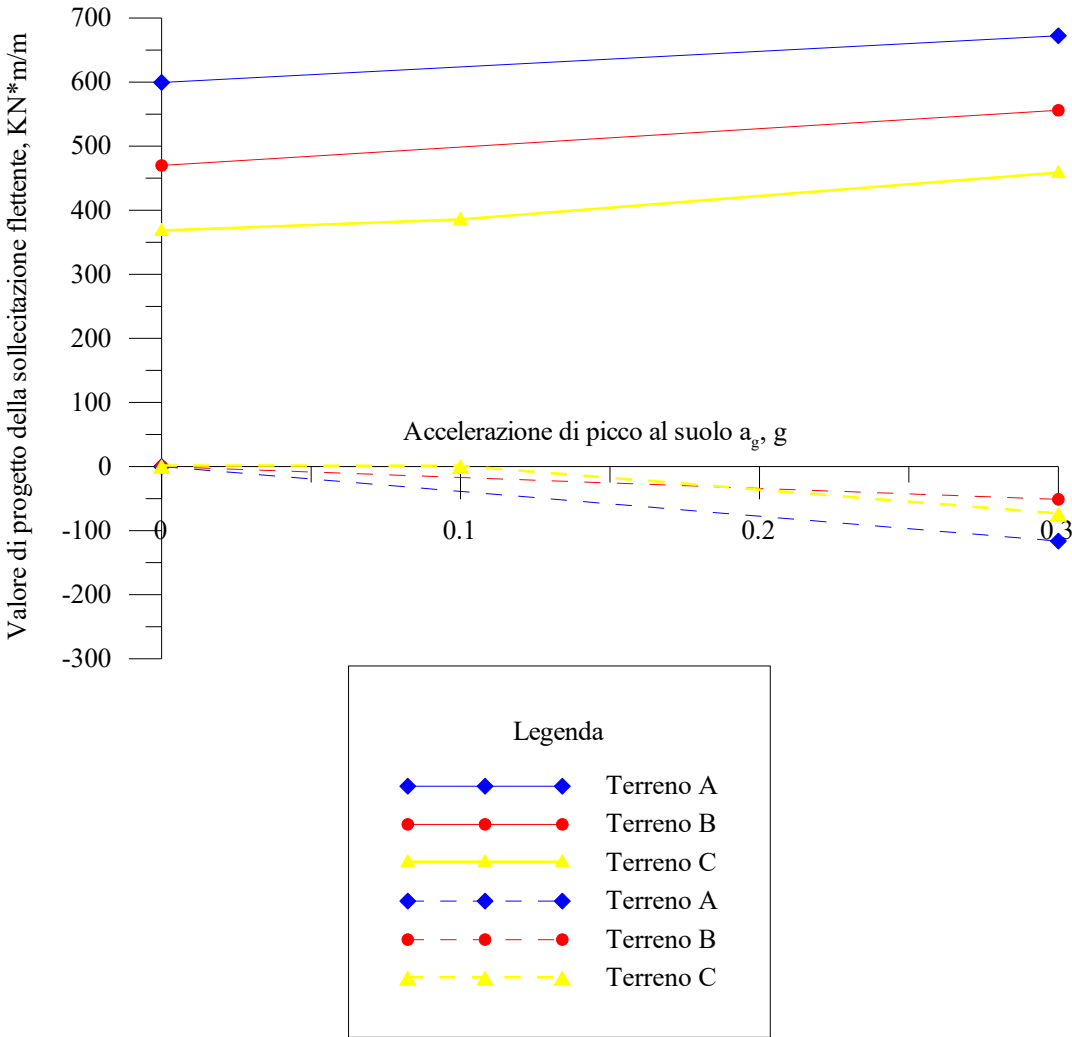


Fig. 6.6 Valori di progetto del momento flettente (positivi e negativi)

### 6.3 Influenza sulla risposta dei valori delle costanti del modello di Finn

Le incertezze maggiori nell'impiego del modello di Finn per analisi dinamiche in cui si tiene conto dell'interazione tra la fase solida e quella liquida della terra riguardano la scelta delle quattro costanti che occorre specificare per la caratterizzazione del modello.

Il numero dei valori da fissare è in realtà pari a 3 visto che si ammette valida la relazione (1.32) ma il problema non presenta comunque una soluzione agevole.

Ciò considerato che le indicazioni presenti nelle note della letteratura in cui il modello viene descritto si traducono nella esecuzione di prove di laboratorio (cfr. § 1.7.3).

Non vengono peraltro nemmeno suggeriti dei campi di variazione per i valori delle costanti cosicché a meno di testare il materiale in laboratorio ogni scelta può apparire a priori come del tutto arbitraria.

Dal nostro punto di vista la soluzione migliore è apparsa, inizialmente, quella di utilizzare per le costanti gli stessi valori adottati nell'esempio presente nella sezione del manuale d'uso del codice FLAC riguardante le analisi dinamiche.

Questi valori sono riportati di seguito:

$$C_1 = 0.80$$

$$C_2 = 0.79$$

$$C_3 = 0.46$$

$$C_4 = 0.73$$

Successivamente abbiamo eseguito una nuova serie di analisi adottando per tutte le costanti il valore 1 (uno):

$$C_1 = C_2 = C_3 = C_4 = 1.00$$

Infine, abbiamo posto uguale a 10 la costante  $C_3$  ed a turno anche tutte le altre tre costanti mentre per la coppia di costanti rimanenti abbiamo continuato ad adottare un valore unitario.

Quest'ultimo set di analisi è stato progettato e realizzato dopo aver osservato (cfr. Figg. da 6.23 a 6.26) che la risposta era minimamente influenzata dall'impiego di valori unitari per le costanti al posto di quelli inizialmente adottati.

I diagrammi mostrano differenze trascurabili in termini di spostamenti della paratia e di inviluppi del momento flettente sull'opera di sostegno.

Differenze più visibili riguardano come era prevedibile gli inviluppi delle distribuzioni della pressione interstiziale negli elementi di terra a contatto con la paratia soprattutto per i valori

più alti della frequenza dell'input sismico. Come detto, queste differenze non si traducono però in differenze della stessa importanza in termini delle grandezze che di fatto descrivono il comportamento in esercizio della paratia.

Si tratta a nostro giudizio di un risultato significativo che sommato ad un risultato analogo riguardo l'impiego del modello di Mohr-Coulomb al posto di quello di Finn (cfr. paragrafo successivo) chiarisce un'influenza limitata di scelte apparentemente importanti come quelle sulle leggi costitutive del materiale.

#### **6.4 Risultati delle analisi condotte con il modello di Mohr-Coulomb**

---

Una delle possibilità che è stata valutata, crediamo pure con successo, nell'ambito del nostro lavoro di ricerca è stata quella di continuare ad impiegare anche in analisi con studio dei fenomeni di interazione tra le fasi solida e liquida del terreno il modello di Mohr-Coulomb in alternativa a quello di Finn.

L'interesse si concentra senza dubbio sulle differenze, tra il modello di Mohr-Coulomb ed un modello specificamente dedicato come quello di Finn, nella valutazione delle pressioni interstiziali indotte dal sisma oltre che sulle conseguenze che le stesse eventualmente producono in termini di momento flettente e spostamenti della paratia.

Ebbene, c'è da dire che mentre per quanto riguarda i diagrammi di inviluppo delle pressioni interstiziali negli elementi di terra a contatto con la paratia, a monte ed a valle di essa, le differenze sono notevoli le stesse però non si traducono in analoghe differenze sulle grandezze di effettivo interesse ai fini delle applicazioni progettuali. Come nel caso di variazione delle costanti del modello di Finn, così con l'impiego del modello di Mohr-Coulomb le grandezze "globali" cioè quelle che descrivono il comportamento d'insieme della paratia durante il sisma non risultano modificate significativamente.

A nostro avviso, non deve sorprendere l'esito del confronto in termini delle pressioni interstiziali mentre a priori non potevano secondo noi non aspettarsi differenze sostanziali sui diagrammi di interesse pratico.

I diagrammi di inviluppo del momento flettente (cfr. Figg. 6.19 e 6.27) si assomigliano però in modo evidente anche se l'impiego del modello di Finn permette di cogliere delle riduzioni del momento rispetto al caso statico più marcate e che riguardano tutte le frequenze dell'input sismico investigate.

In termini di spostamenti le differenze continuano ad essere contenute con l'impiego del modello di Mohr-Coulomb che in generale porta a sottostimare gli spostamenti irreversibili che si accumulano per effetto del terremoto (cfr. Figg. 6.22 e 6.30).

Tutto ciò, ripetiamo, nonostante dei diagrammi di involuppo delle distribuzioni delle pressioni neutre sostanzialmente diversi.

Si osserva, infatti, che con il modello di Mohr-Coulomb ed in particolar modo a valle dell'opera di sostegno non si riescono a cogliere gli incrementi di pressione che ci si aspetterebbe per effetto del sisma e che invece trovano un riscontro ragionevole con l'impiego del modello di Finn.

L'idea che ci siamo fatti al riguardo è che questo tipo di risultato sia fortemente influenzato dal valore del parametro di dilatanza con il quale si completa il criterio di resistenza del materiale. E' per questo motivo che abbiamo provato ad assegnare valori diversi all'angolo di dilatanza invece che quello consueto di  $10^\circ$ . I risultati di questo tipo di analisi sono illustrati nel paragrafo successivo.

Ad ogni modo, il dato più importante che secondo noi emerge dal confronto di cui al presente paragrafo è la possibilità di impiego del modello di Mohr-Coulomb al posto del modello di Finn quando si debba effettuare una valutazione di massima della sollecitazione flettente e degli spostamenti della paratia ammesso che non si sia contemporaneamente interessati a valutare in modo "esatto" il regime delle pressioni a ridosso dell'opera di sostegno ovvero le spinte agenti su di essa.

---

## 6.5 Influenza sulla risposta del valore dell'angolo di dilatanza

---

Per i motivi chiariti nel paragrafo precedente con il modello di Mohr-Coulomb sono state eseguite un gruppo di analisi per le quali è stato assegnato un valore nullo all'angolo di dilatanza invece che quello consueto di  $10^\circ$ .

I risultati ottenuti sono mostrati nelle Figure 6.31, 6.32, 6.33 e 6.34.

Gli stessi chiariscono l'importanza del calibrare opportunamente ognuno dei parametri dell'analisi al fine di non avere risultati poco ragionevoli. Emerge infatti tutta la pericolosità di un uso scorretto dell'analisi numerica visto che con un angolo di dilatanza nullo si osservano finalmente gli attesi incrementi della pressione neutra ma contemporaneamente, sia a monte che a valle dell'opera di sostegno, gli inviluppi dei diagrammi della pressione medesima risultano limitati inferiormente dalla curva statica.

Il risultato è che sia in termini di momenti che di spostamenti vengono fuori degli andamenti che si discostano fortemente da quelli osservati finora con tutti i tipi di analisi condotte. Ci sembra pertanto ragionevole considerare gli stessi come inattendibili.

## **6.6 Influenza sulla risposta del numero dei cicli della sollecitazione sismica**

Avendo preferito, per i motivi chiariti in precedenza (cfr. § 3.2), l'impiego di onde artificiali semplici a quello di accelerogrammi complessi ed essendo come noto importante il numero dei cicli ai fini della valutazione delle pressioni indotte nei terreni granulari dal passaggio delle onde sismiche, abbiamo eseguito un ulteriore studio in cui la variabile considerata è stato proprio il numero dei treni d'onda contenuti dal segnale sismico.

La frequenza dell'input sismico impiegata nelle analisi è stata quella di 8 Hz mentre sono state condotte delle analisi con un numero di treni d'onda rispettivamente pari ad uno, tre, cinque e dieci.

I risultati ottenuti sono riportati di seguito (cfr. Figg. 6.35, 6.36, 6.37 e 6.38) e mostrano l'assenza di differenze apprezzabili nella valutazione dell'amplificazione della sollecitazione flettente come effetto di scelte anche molto diverse riguardante il numero di treni d'onda.

Nel diagramma di Fig. 6.35 si vede infatti la pratica coincidenza delle quattro curve (colorate) tratteggiate a differenza delle curve che limitano inferiormente gli involuppi (curve a tratto continuo) il cui andamento appare invece influenzato in modo significativo dal numero dei treni d'onda scelto per il segnale sismico.

Differenze che comunque ci sembra di poter definire come contenute riguardano altresì i diagrammi di involuppo delle tensioni orizzontali, i diagrammi degli spostamenti oltre che i diagrammi delle pressioni neutre negli elementi di terra a contatto con l'opera di sostegno.

A proposito dei diagrammi di involuppo delle pressioni appare inoltre convincente il fatto che mediamente gli incrementi ma anche le riduzioni maggiori riguardano le analisi effettuate con un numero di treni d'onda uguale a cinque e dieci.

Sulla base delle considerazioni esposte, tenendo conto che da un punto di vista pratico non è così importante poter cogliere esattamente le riduzioni della sollecitazione flettente mentre è fondamentale contenere il tempo fisico richiesto dall'analisi che ovviamente è proporzionale al numero di treni d'onda impiegato, nelle analisi di riferimento che abbiamo presentato abbiamo adottato un numero di treni d'onda pari a 3.

## **6.7 Risultati delle analisi condotte con modelli differenti per geometria ovvero per le ipotesi sulle condizioni idrauliche iniziali**

---

Uno degli elementi necessari per completare la definizione del modello consisteva nella scelta delle condizioni da imporre in corrispondenza del fondo dello scavo.

Condizioni evidentemente sia di tipo idraulico sia di tipo meccanico.

Nell'effettuare questa scelta c'era da tenere in conto da un lato la semplicità di un modello che prevedesse l'azzeramento delle pressioni neutre sul fondo dello scavo ovvero una situazione di moto di filtrazione permanente come effetto delle operazioni di scavo e di depressione della superficie piezometrica alla quota di fondo scavo.

Dall'altro, il fatto che un caso di questo tipo è relativamente poco interessante dal punto di vista applicativo visto che si presenta per opere poco frequenti ovvero per intervalli di tempo limitati nei quali si può ragionevolmente escludere il verificarsi dell'evento sismico.

Nell'ottica nella quale il presente lavoro è stato sviluppato abbiamo pertanto preferito dedicarci al caso di impermeabilizzazione del fondo dello scavo che corrisponde ad una buona quantità di situazioni reali.

In particolare, il modello è stato sviluppato pensando ad una sovrastruttura permanente con un peso tale da bilanciare la sottospinta idraulica presente sul fondo dello scavo con un coefficiente di sicurezza uguale ad 1.25.

Considerando che l'altezza di scavo dell'opera di sostegno è stata fissata in 4 metri e che pertanto la sottospinta idraulica risulta pari a 40 kPa tale peso è stato pensato come dovuto in parte all'impermeabilizzazione stessa (una soletta in calcestruzzo armato di altezza pari a 40 cm) in parte ad una sovrastruttura permanente quale ad esempio una pavimentazione stradale.

Mentre per la modellazione dell'impermeabilizzazione sono stati impiegati degli elementi beam interfacciati con le zone della mesh e direttamente collegati con gli elementi beam utilizzati per la simulazione delle paratie, la sovrastruttura non è stata invece modellata da un punto di vista meccanico. E' stato soltanto considerato il carico trasferito da essa al terreno optando per delle forze concentrate nei nodi d'estremità degli elementi beam impiegati per modellare l'impermeabilizzazione.

Il valore finale del carico rispetto al quale è stata calcolata l'intensità di queste forze concentrate è evidentemente pari a 40 kPa. Questo valore è stato scelto, come anticipato nel § 6.1, dopo aver elaborato anche i risultati delle analisi eseguite con valori del carico di 15 e 90 kPa.



Ciò premesso vale la pena di anticipare che a nostro avviso il confronto di maggiore rilievo fra quelli intrapresi è stato proprio quello con il caso di moto di filtrazione permanente.

I risultati delle analisi statiche eseguite con tutti i differenti modelli citati sono peraltro sintetizzati nei diagrammi delle Figure 6.39, 6.40, 6.41 e 6.42.

Avendo riservato i paragrafi precedenti al modello che ha previsto la simulazione dell'impermeabilizzazione del fondo dello scavo, di seguito vengono discussi i risultati ottenuti con analisi dinamiche del solo modello in cui ci siamo limitati a fissare a zero la pressione neutra nei nodi della mesh allineati in corrispondenza della profondità del fondo scavo.

Il rilievo associato a questo tipo di confronto è legato alla natura dei risultati ottenuti che a differenza di tutti quelli mostrati fino ad ora, in modo piuttosto sorprendente, tornano ad assomigliare a quelli ottenuti per il caso di terreno asciutto.

Infatti, è nuovamente evidente una dipendenza marcata della risposta dalla frequenza dell'input sismico con la sollecitazione maggiore in corrispondenza dei valori minori della frequenza.

La differenza di comportamento rispetto ai casi precedenti è sostanziale visto che nello specifico si ha pure un incremento deciso della sollecitazione flettente rispetto al caso statico, in particolare di poco inferiore al 43 %.

C'è da notare peraltro come (a differenza del caso di paratie in terreni granulari asciutti) in termini di momento flettente si ha durante il sisma nuovamente sia un aumento che una riduzione della sollecitazione ovvero un'oscillazione rispetto al diagramma statico.

Precisiamo pure come l'opera abbia invece in termini di spostamenti un comportamento del tutto simile a quello dell'opera di confronto (cfr. Figg. 6.26 e 6.46). Ciò mostra ancora una volta, qualora ce ne fosse bisogno, l'indipendenza delle due grandezze.

Per concludere, una possibile interpretazione della differenza fra i comportamenti osservati: dai diagrammi di involuppo delle pressioni neutre a monte della paratia (cfr. Figg. 6.25 e 6.45) si nota una riduzione delle stesse nel caso di filtrazione consentita che non si verificano invece in presenza dell'impermeabilizzazione e che riguardano principalmente le profondità che a valle sono interessate dallo scavo.

Questa riduzione è coerente con aumenti delle spinte e considerata la zona che ne è interessata si traduce in differenze importanti nella sollecitazione flettente.

## 6.8 Risultati delle analisi pseudostatiche

Il metodo pseudostatico proposto in precedenza (cfr. § 4.5) per la progettazione antisismica delle paratie in terreni granulari sopra falda è stato testato anche con riferimento al caso in oggetto di paratie in terreni granulari sotto falda.

Le analisi statiche e pseudostatiche condotte differiscono da quelle precedenti soltanto per aver considerato le spinte dell'acqua associate ad una distribuzione uniforme dei carichi idraulici con valore determinato dalla coincidenza tra la quota piezometrica ed il piano campagna.

Lo studio è stato peraltro riferito principalmente ad un valore dell'accelerazione di picco al suolo pari a  $0.3 \cdot g$  visto che gli incrementi sismici della sollecitazione flettente di progetto non andavano mai oltre il 25 % della sollecitazione statica: coerentemente con quanto fatto per le analisi dinamiche ci è sembrato francamente poco interessante ai fini pratici studiare il comportamento sismico per valori più bassi dell'accelerazione di picco al suolo.

I risultati sono apparsi del tutto confortanti visto che le analisi condotte mostrano anche in questo caso la possibilità di fissare un criterio empirico di progetto basato sulla riduzione di  $\varphi$ .

I valori del rapporto  $\varphi / \varphi^*$  sono infatti poco dispersi (cfr. Fig. 6.48) anche in presenza di una variazione importante dello stato di addensamento della sabbia.

	<b>Angolo d'attrito ridotto <math>\varphi^*</math>, °</b>		
<b><math>a_g</math>, g</b>	<b>Terreno A</b>	<b>Terreno B</b>	<b>Terreno C</b>
<b>0</b>	30	34	38
<b>0.1</b>	-----	-----	31
<b>0.3</b>	24.25	26.5	28.75

Tab. 6.2

	<b>Valori del rapporto <math>\varphi / \varphi^*</math></b>		
<b><math>a_g</math>, g</b>	<b>Terreno A</b>	<b>Terreno B</b>	<b>Terreno C</b>
<b>0.1</b>	-----	-----	1.226
<b>0.3</b>	1.24	1.28	1.32

Tab. 6.3

Si tratta in pratica lo stesso tipo di risultato che avevamo ottenuto per i terreni asciutti anche se con un criterio di riduzione dell'angolo d'attrito ovviamente differente. Ciò nonostante le

analisi statiche condotte con FLAC e con PARATIE forniscano nello specifico risultati abbastanza diversi.

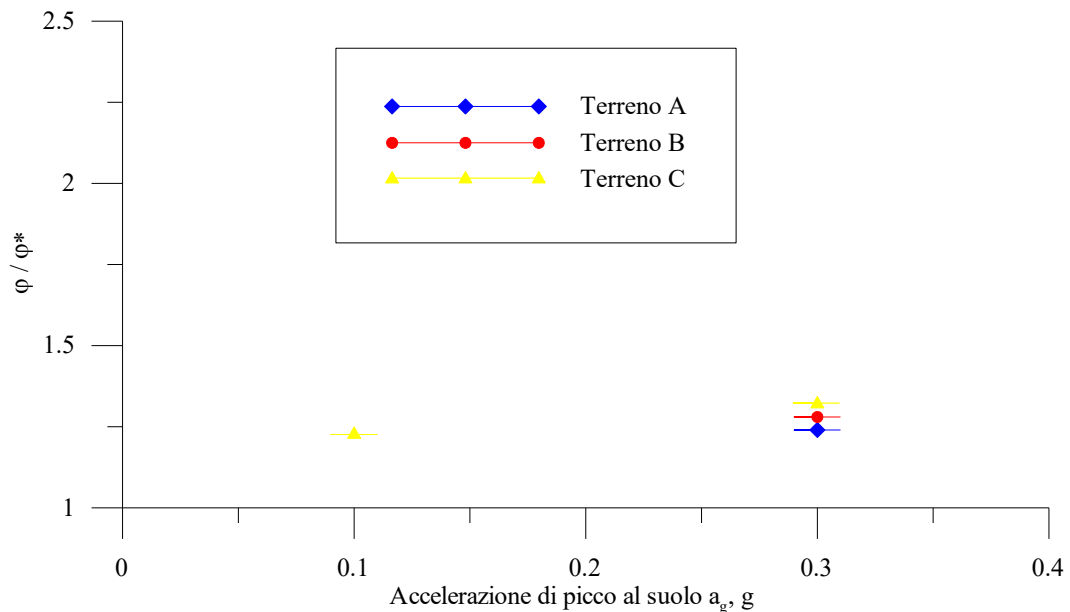


Fig. 6.48 Grafico del rapporto  $\phi / \phi^*$

Notiamo pure come nel caso del Terreno A (cfr. Fig. 6.47) abbiamo utilizzato l'artificio già descritto nel paragrafo § 4.5 e basato sulle considerazioni di cui all'appendice B. Abbiamo dovuto incrementare fittiziamente di 1 metro la profondità di infissione della paratia  $d$  al fine di ottenere la stabilità dell'opera nell'analisi pseudostatica: al solito il tratto di colore nero della curva del primo grafico della Figura è stato costruito con i risultati delle analisi pseudostatiche condotte con  $d$  aumentata.

Nel concludere, ci sembra opportuno precisare che nonostante la bontà dei risultati ottenuti con il metodo pseudostatico proposto bisogna in generale stare attenti ad un eventuale uso di questo strumento. Nel caso in esame di paratie in terreni granulari sotto falda è stato mostrato infatti come il comportamento può modificarsi sensibilmente al mutare delle condizioni idrauliche iniziali (cfr. § 6.7) il che lascia un dubbio sulla possibilità di generalizzare il metodo. Sembra infatti naturale interrogarsi, anche in assenza di filtrazione, sull'influenza della posizione della falda sul comportamento sismico.

Crediamo di contro che al mutare della geometria della paratia ovvero dell'altezza di scavo e della profondità di infissione, così come nel caso dei terreni asciutti, l'impiego di analisi pseudostatiche condotte con il criterio individuato sia assolutamente possibile.

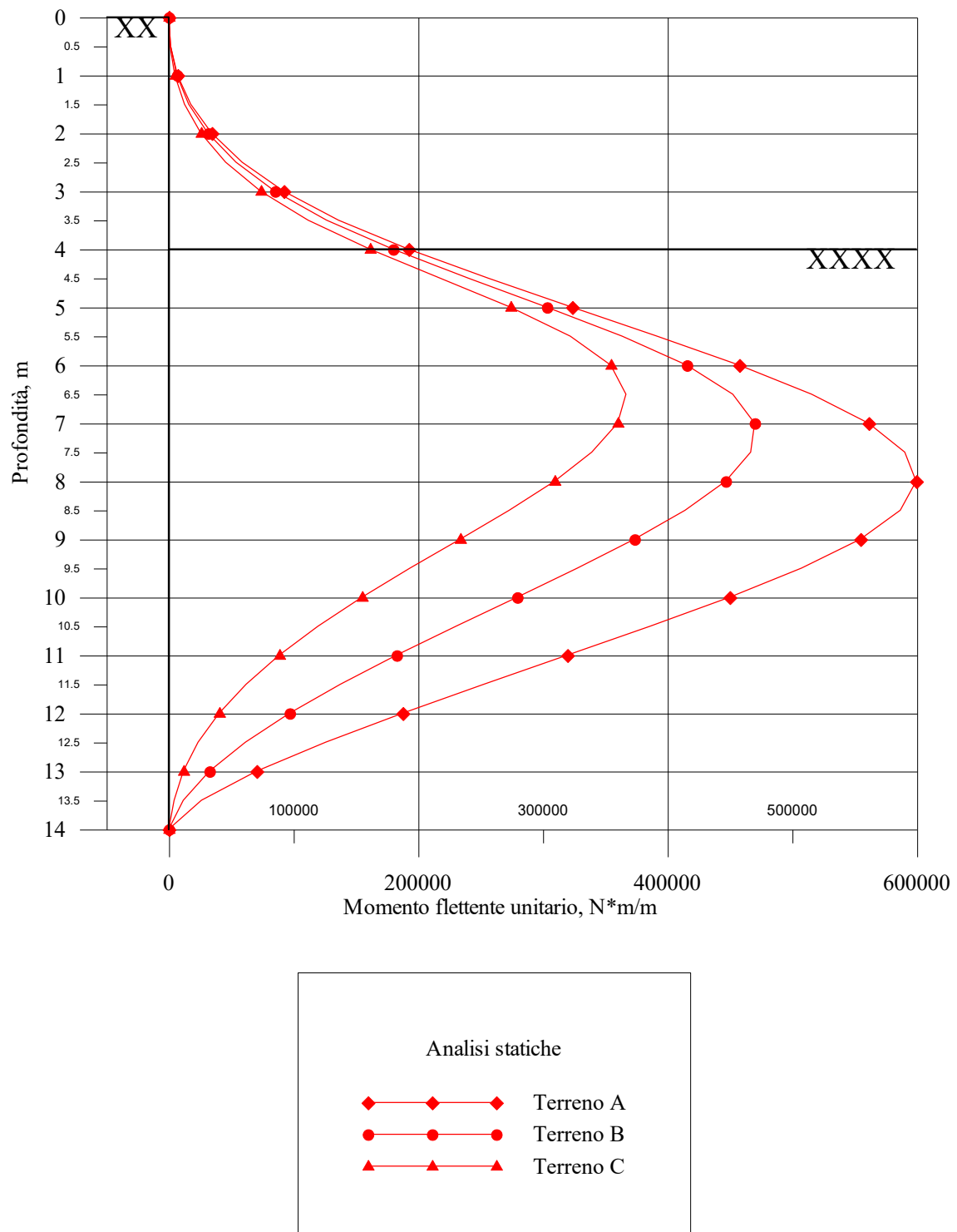


Fig. 6.1 Confronto tra terreni diversi, andamento del momento flettente  
 Fig 6.2 Confronto tra terreni diversi, tensioni a monte ed a valle della paratia  
 Fig 6.3 Confronto tra terreni diversi, pressioni a monte ed a valle della paratia  
 Fig. 6.4 Confronto tra terreni diversi, spostamenti orizzontali della paratia

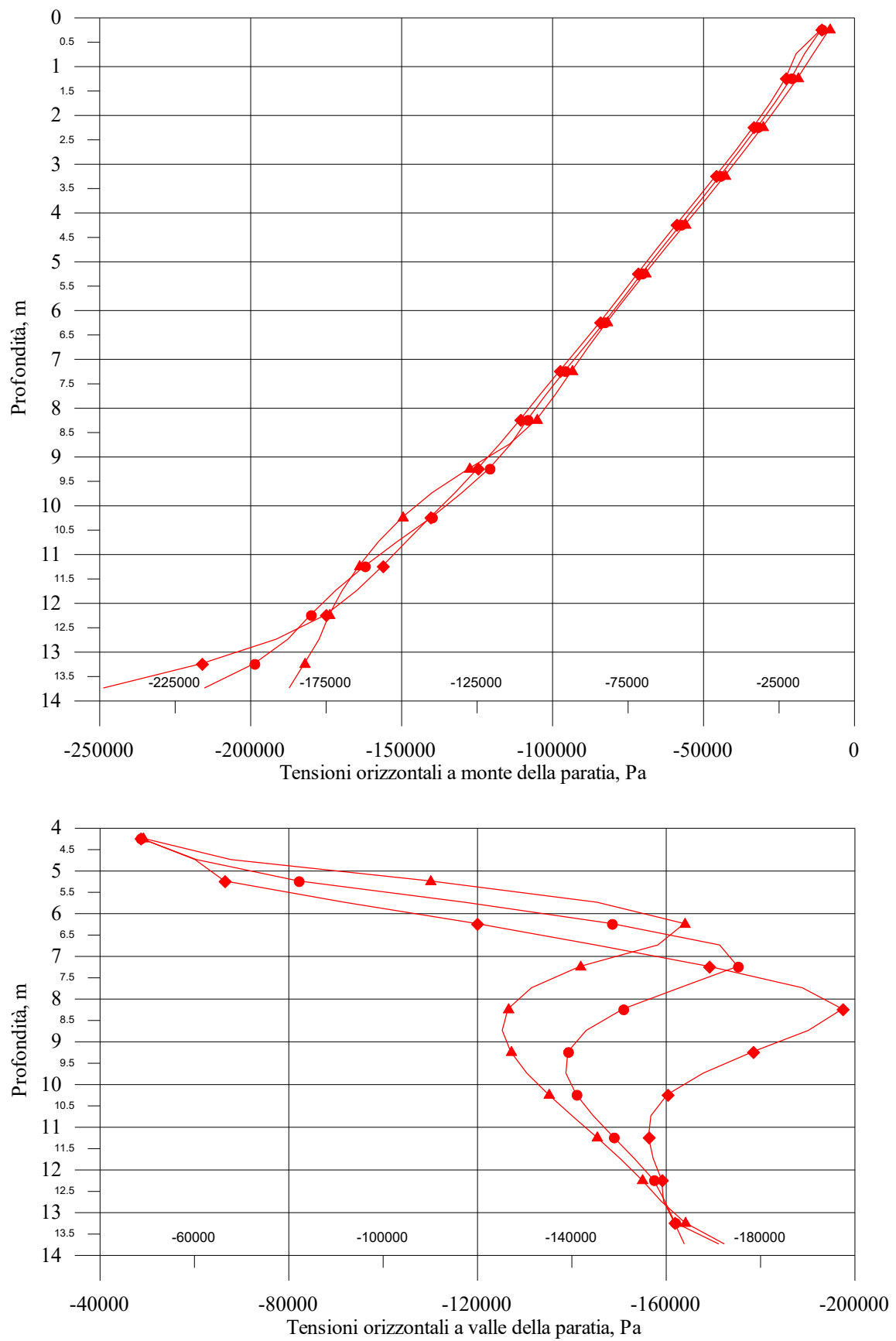


Fig. 6.2

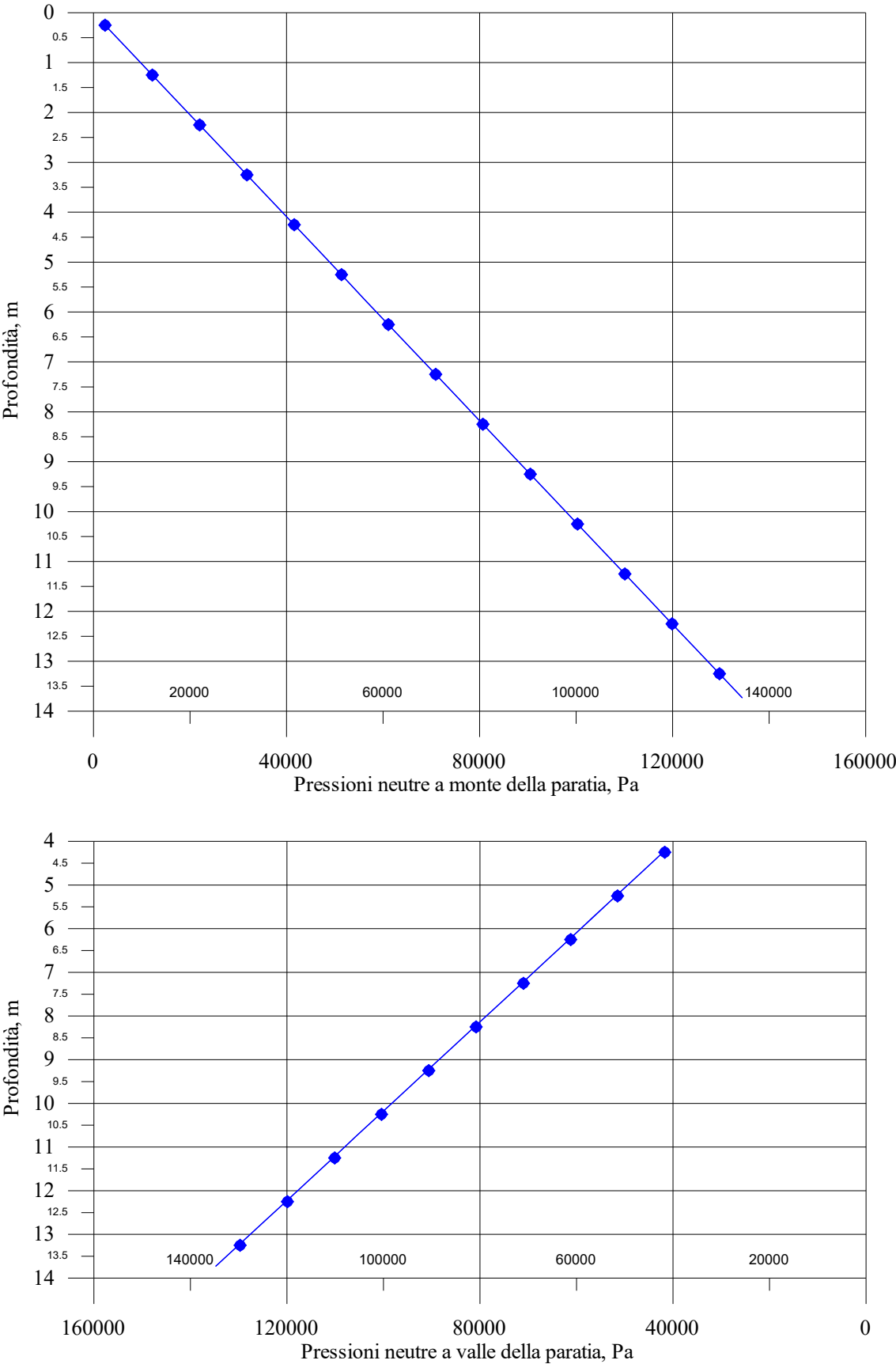


Fig. 6.3

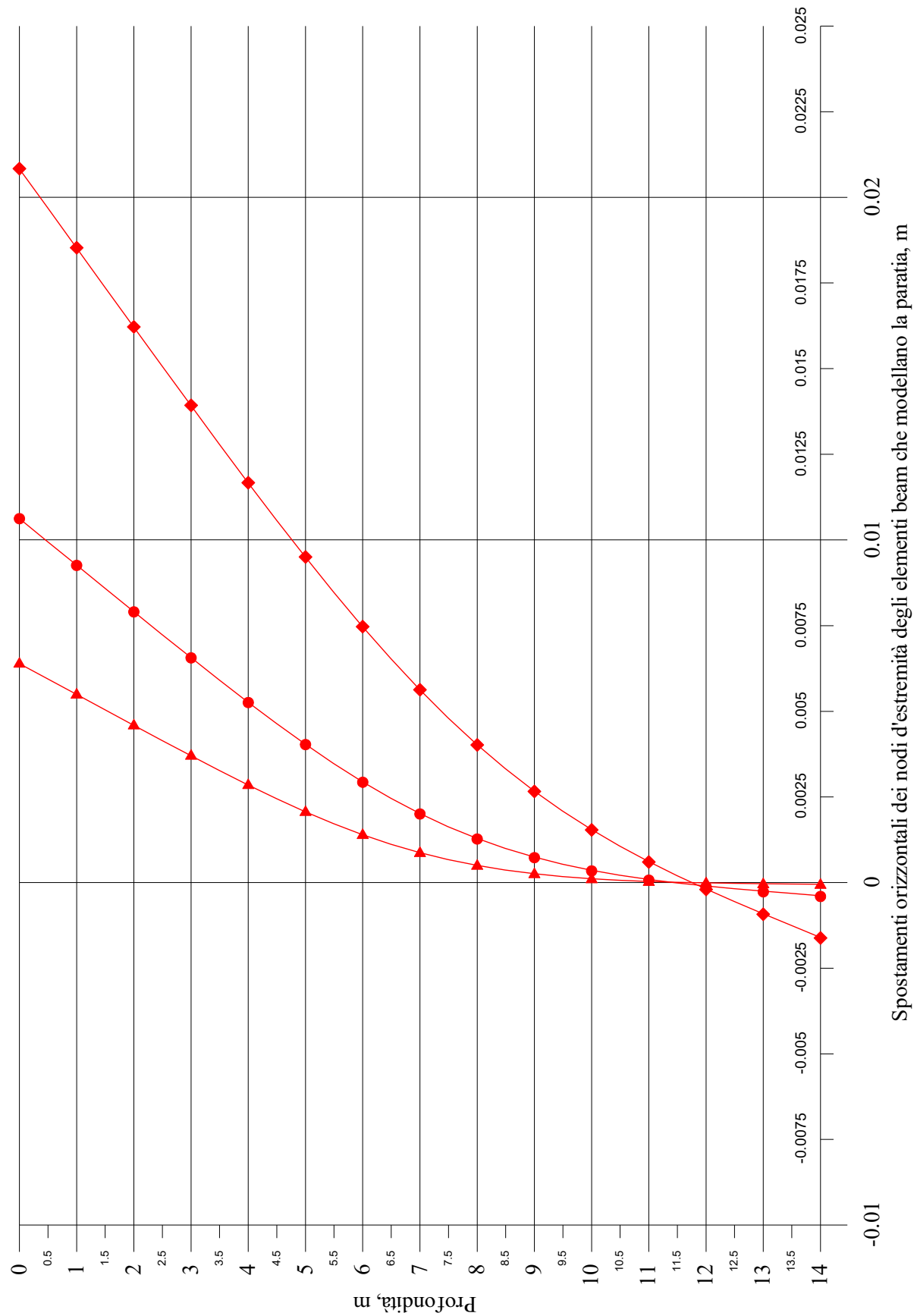


Fig. 6.4

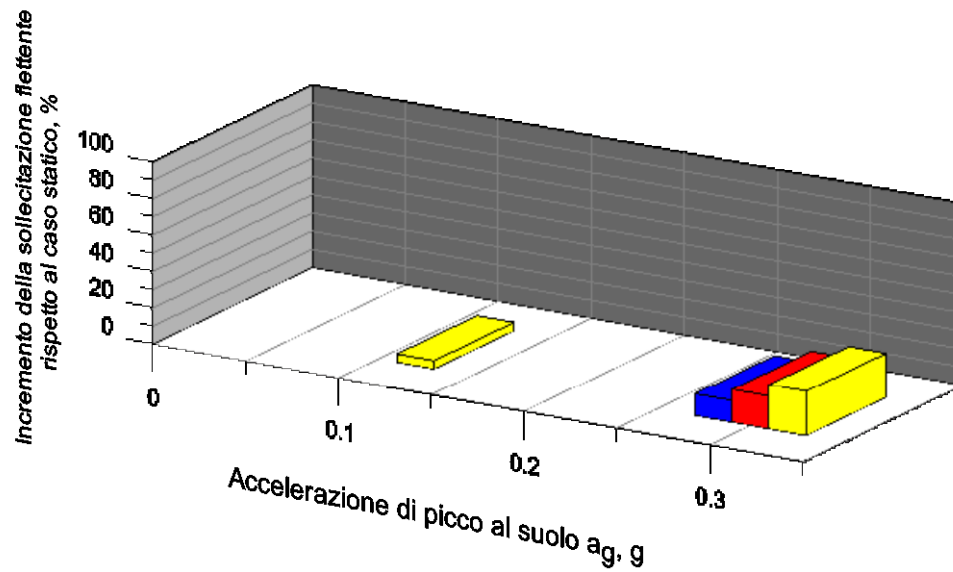


Fig. 6.5 Incremento percentuale della sollecitazione flettente di progetto rispetto al caso statico ( $a_g=0.3 \cdot g$ , Terreno A in blu, Terreno B in rosso, Terreno C in giallo)

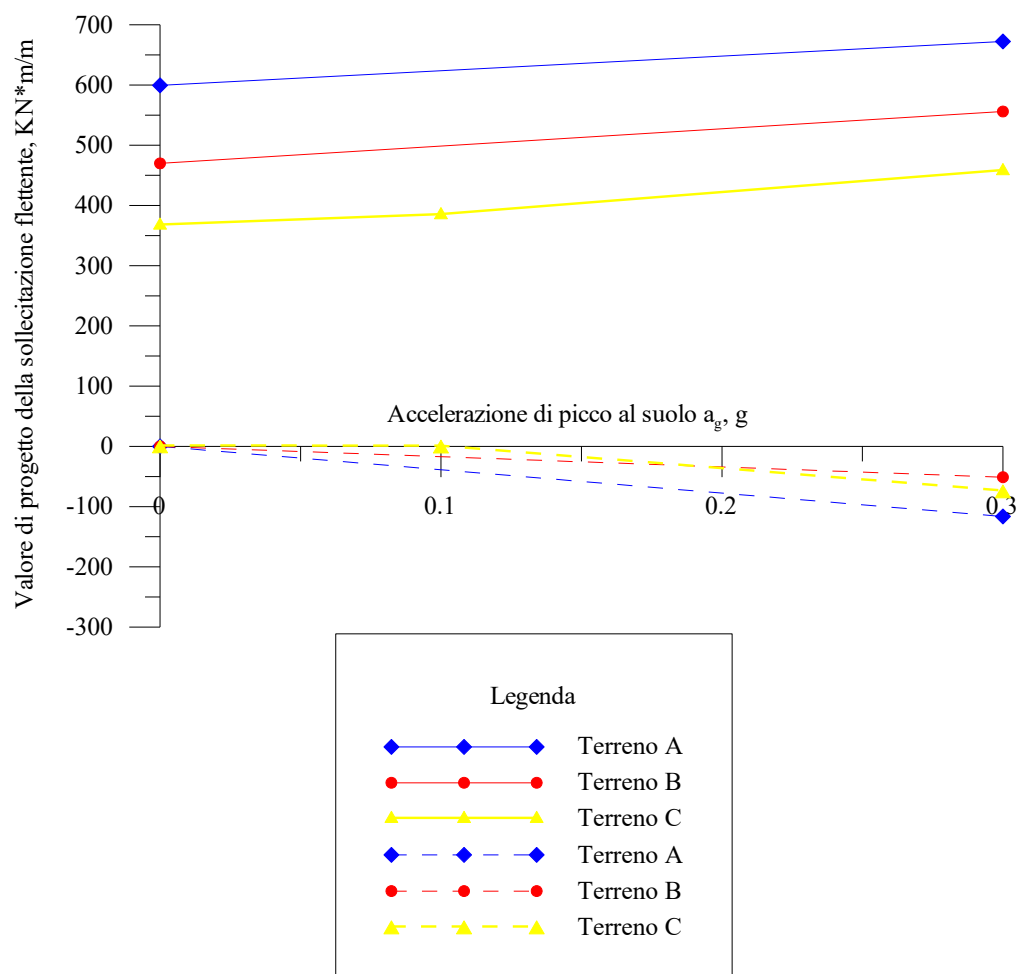
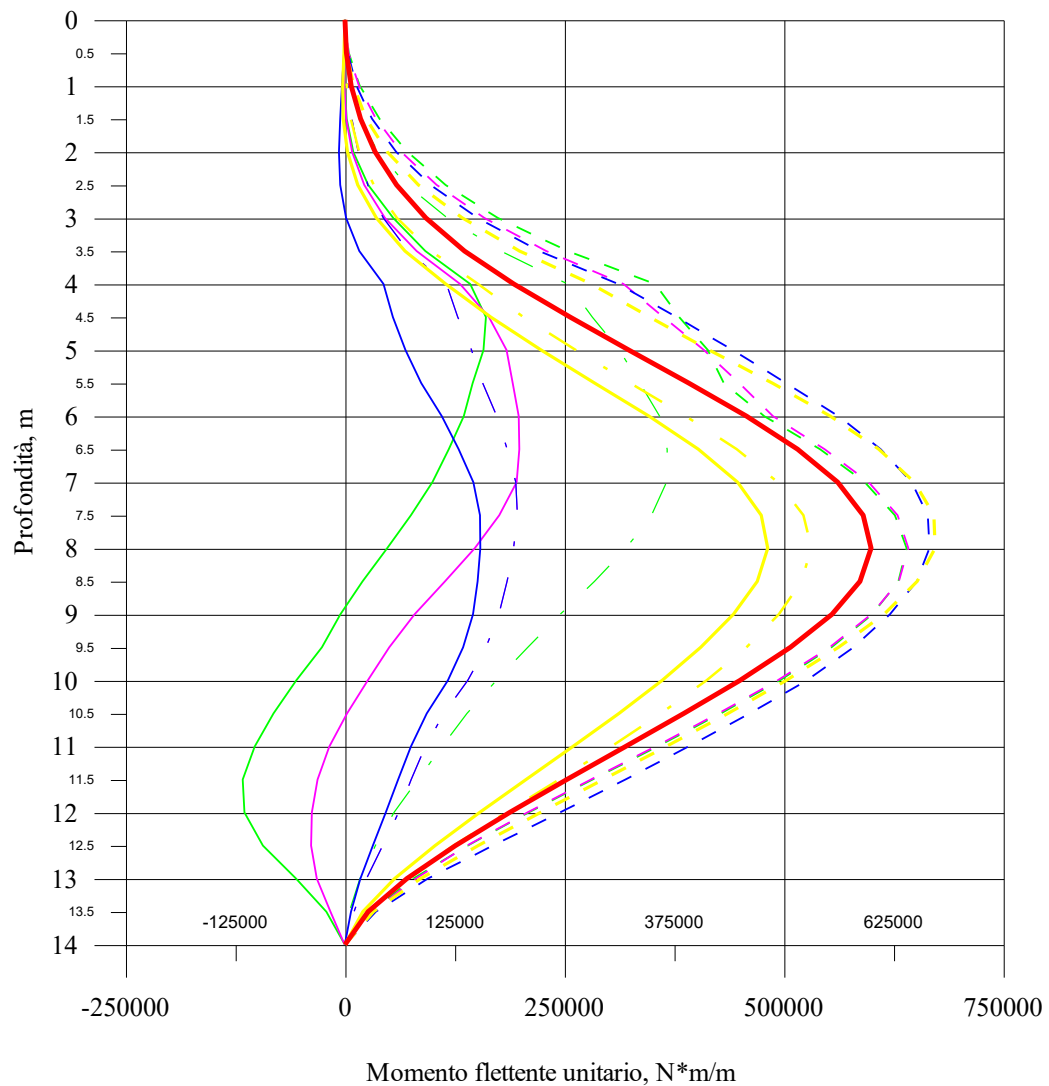


Fig. 6.6 Valori di progetto del momento flettente (positivi e negativi)





Risultati per il caso di materiale granulare sotto falda  
(costanti del modello di Finn identiche a quelle  
utilizzate nell'esempio presente nel manuale di FLAC)

- Diagramma analisi statica
- $M_{Min}$   $f=1$  Hz
- $M_{Max}$   $f=1$  Hz
- .-  $M_{Res}$   $f=1$  Hz
- $M_{Min}$   $f=2$  Hz
- $M_{Max}$   $f=2$  Hz
- .-  $M_{Res}$   $f=2$  Hz
- $M_{Min}$   $f=4$  Hz
- $M_{Max}$   $f=4$  Hz
- .-  $M_{Res}$   $f=4$  Hz
- $M_{Min}$   $f=8$  Hz
- $M_{Max}$   $f=8$  Hz
- .-  $M_{Res}$   $f=8$  Hz

Fig. 6.7 Terreno A, involucri del momento flettente nelle paratie

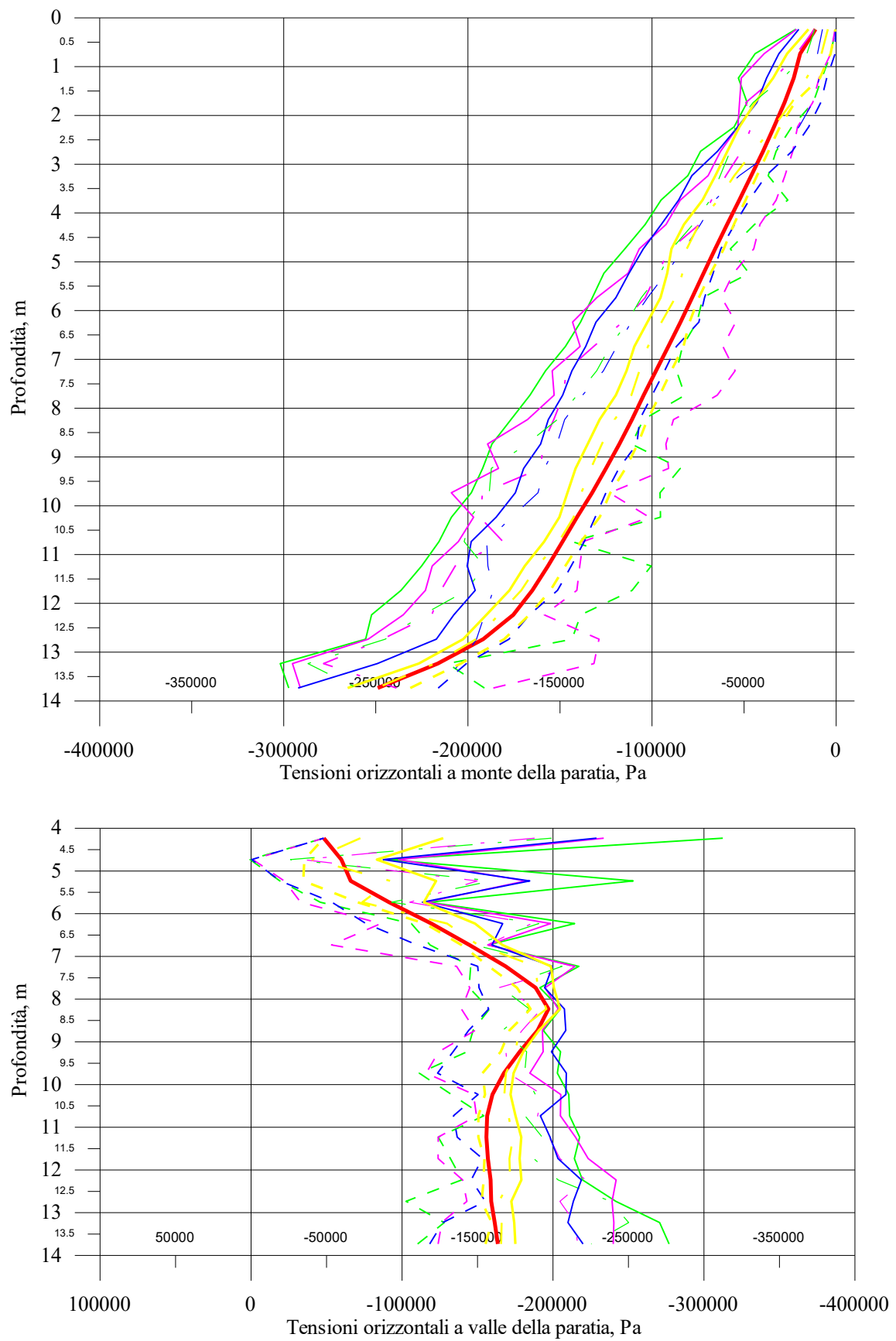


Fig. 6.8 Terreno A, involucri delle distribuzioni delle tensioni orizzontali sulle paratie

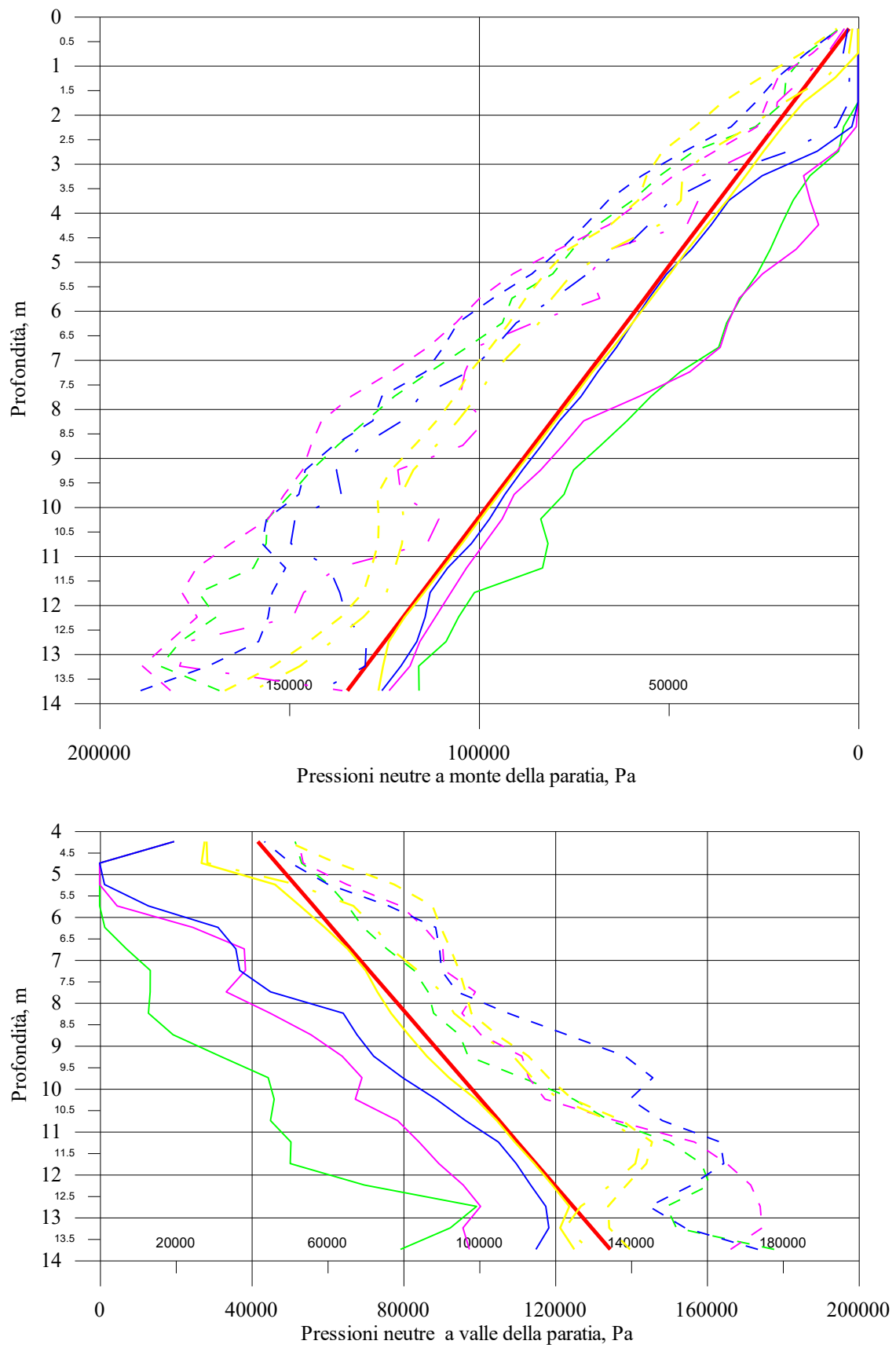


Fig. 6.9 Terreno A, inviluppi delle distribuzioni delle pressioni neutre negli elementi di terra a contatto con la paratia

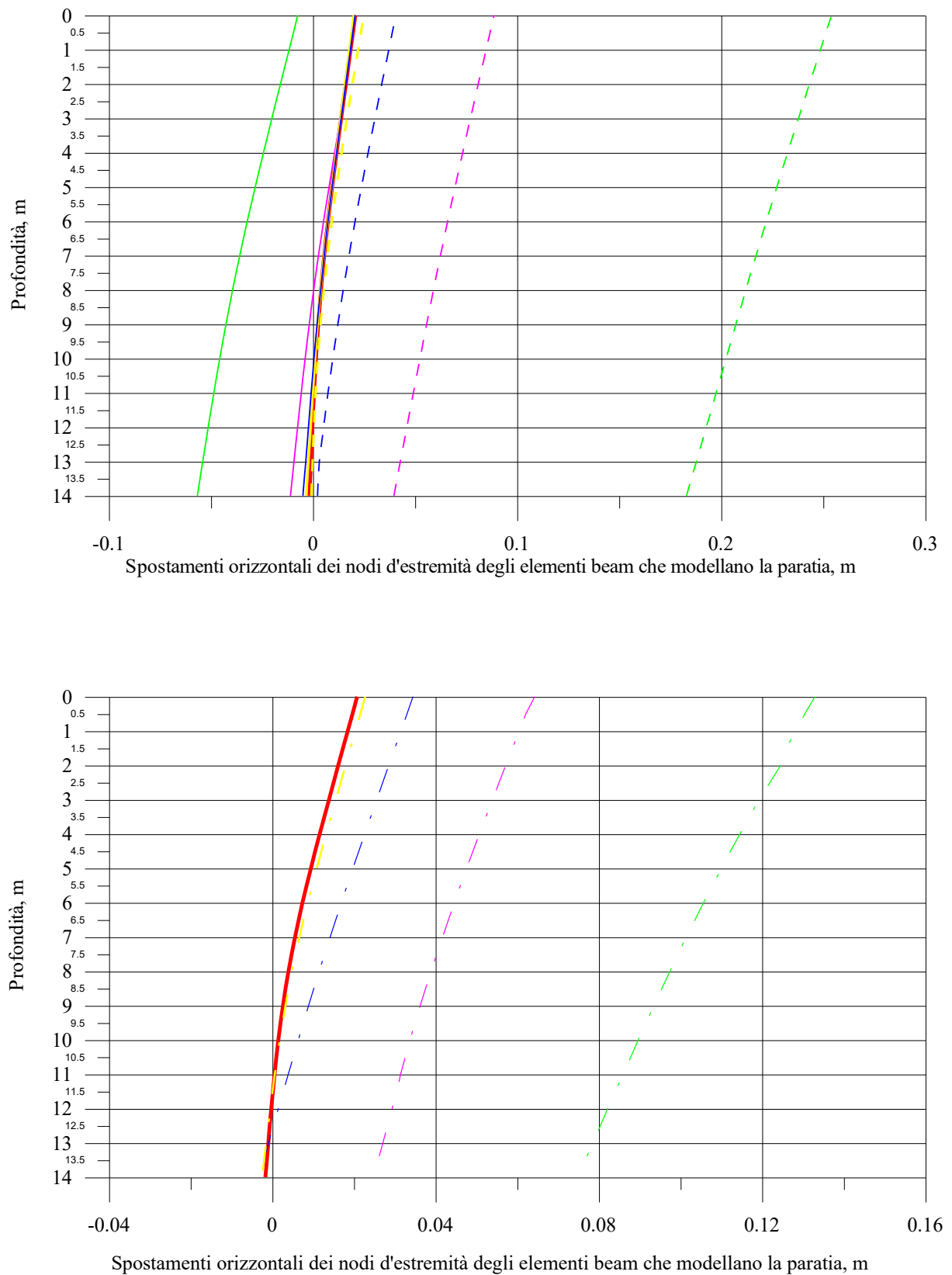
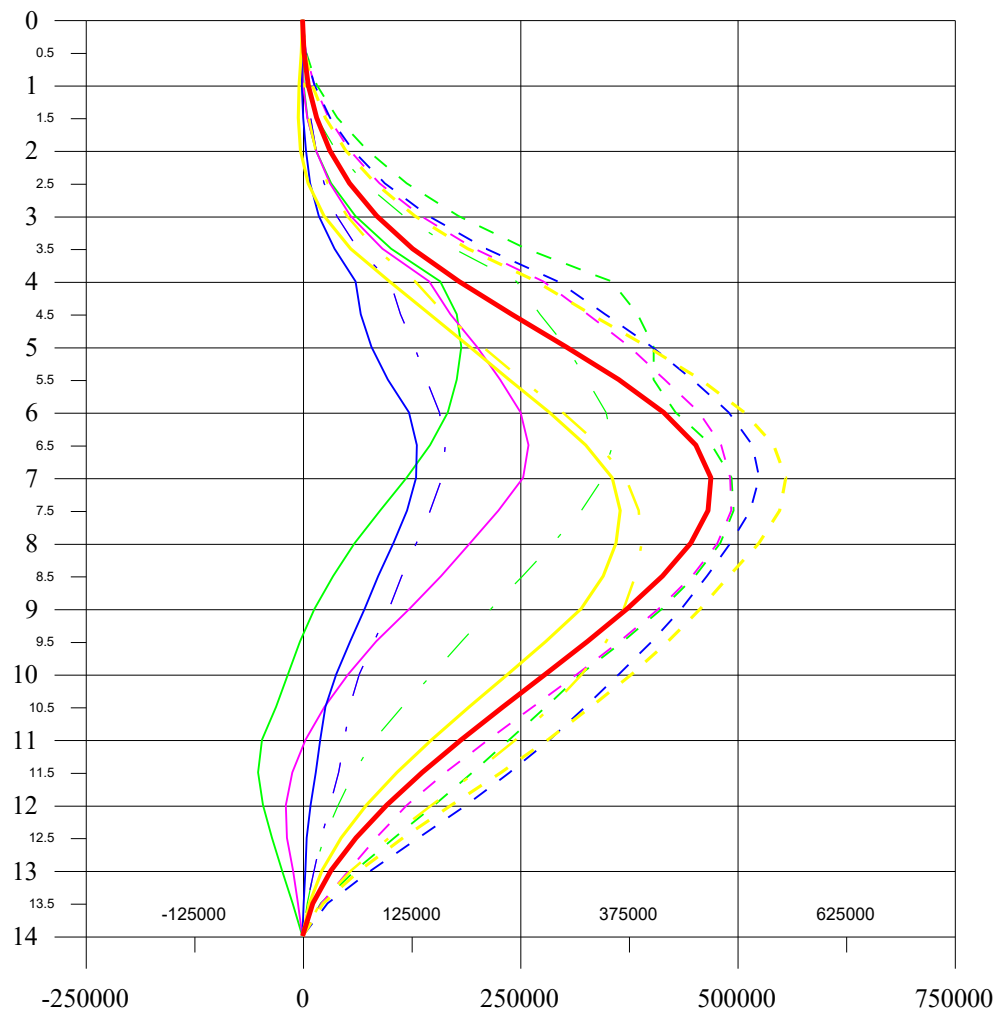


Fig. 6.10 Terreno A, spostamenti estremi (in alto) e residui (in basso) della paratia di sinistra



Momento flettente unitario,  $N \cdot m/m$

Risultati per il caso di materiale granulare  
sotto falda (modello di Finn  
con valori delle costanti uguali a quelli  
impiegati per l'esempio sul manuale FLAC)

- Diagramma analisi statica
- $M_{Min}$   $f=1$  Hz
- -  $M_{Max}$   $f=1$  Hz
- .  $M_{Res}$   $f=1$  Hz
- $M_{Min}$   $f=2$  Hz
- -  $M_{Max}$   $f=2$  Hz
- .  $M_{Res}$   $f=2$  Hz
- $M_{Min}$   $f=4$  Hz
- -  $M_{Max}$   $f=4$  Hz
- .  $M_{Res}$   $f=4$  Hz
- $M_{Min}$   $f=8$  Hz
- -  $M_{Max}$   $f=8$  Hz
- .  $M_{Res}$   $f=8$  Hz

Fig. 6.11 Terreno B, involucri del momento flettente nelle paratie

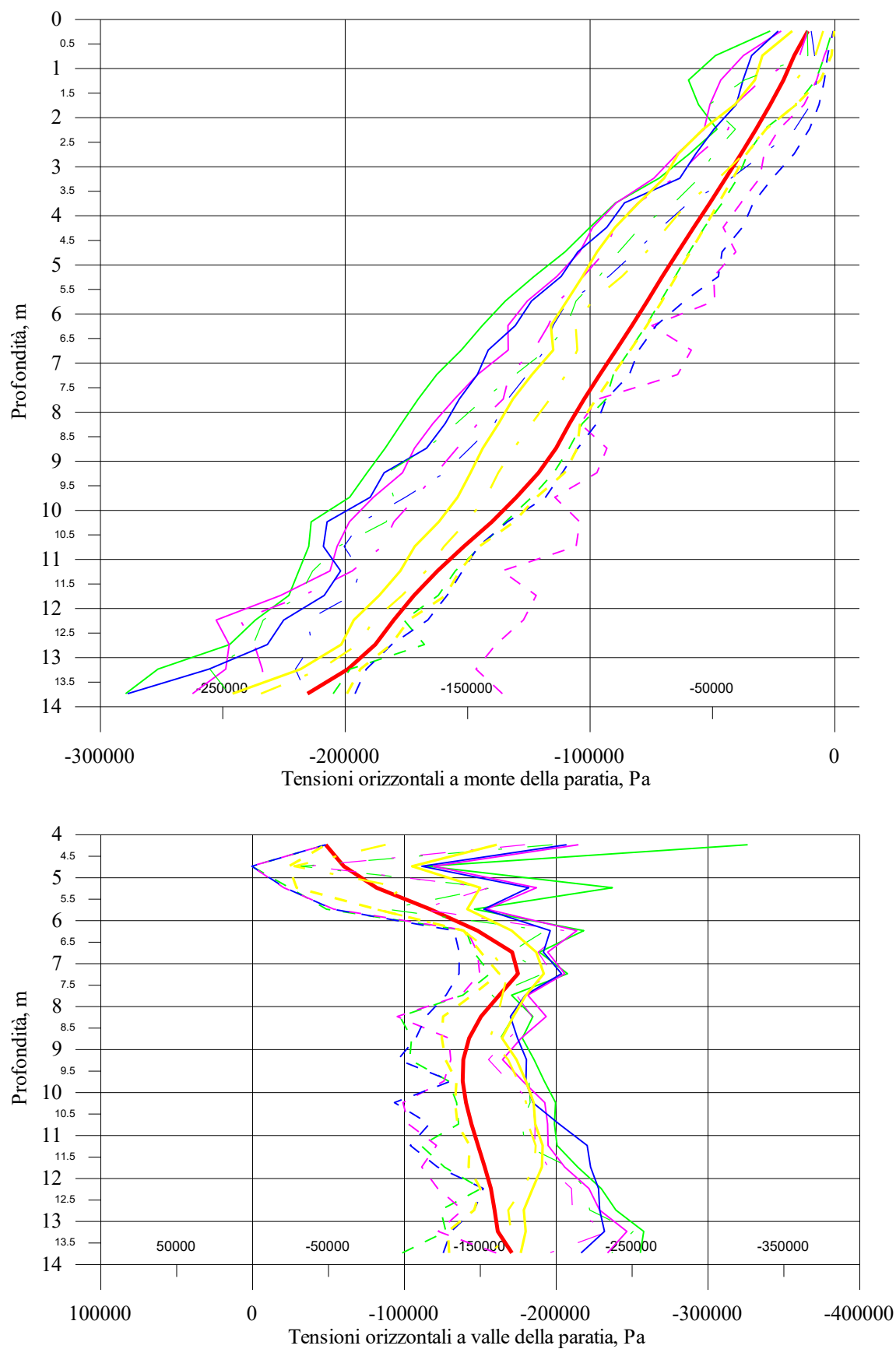


Fig. 6.12 Terreno B, involucri delle distribuzioni delle tensioni orizzontali sulle paratie

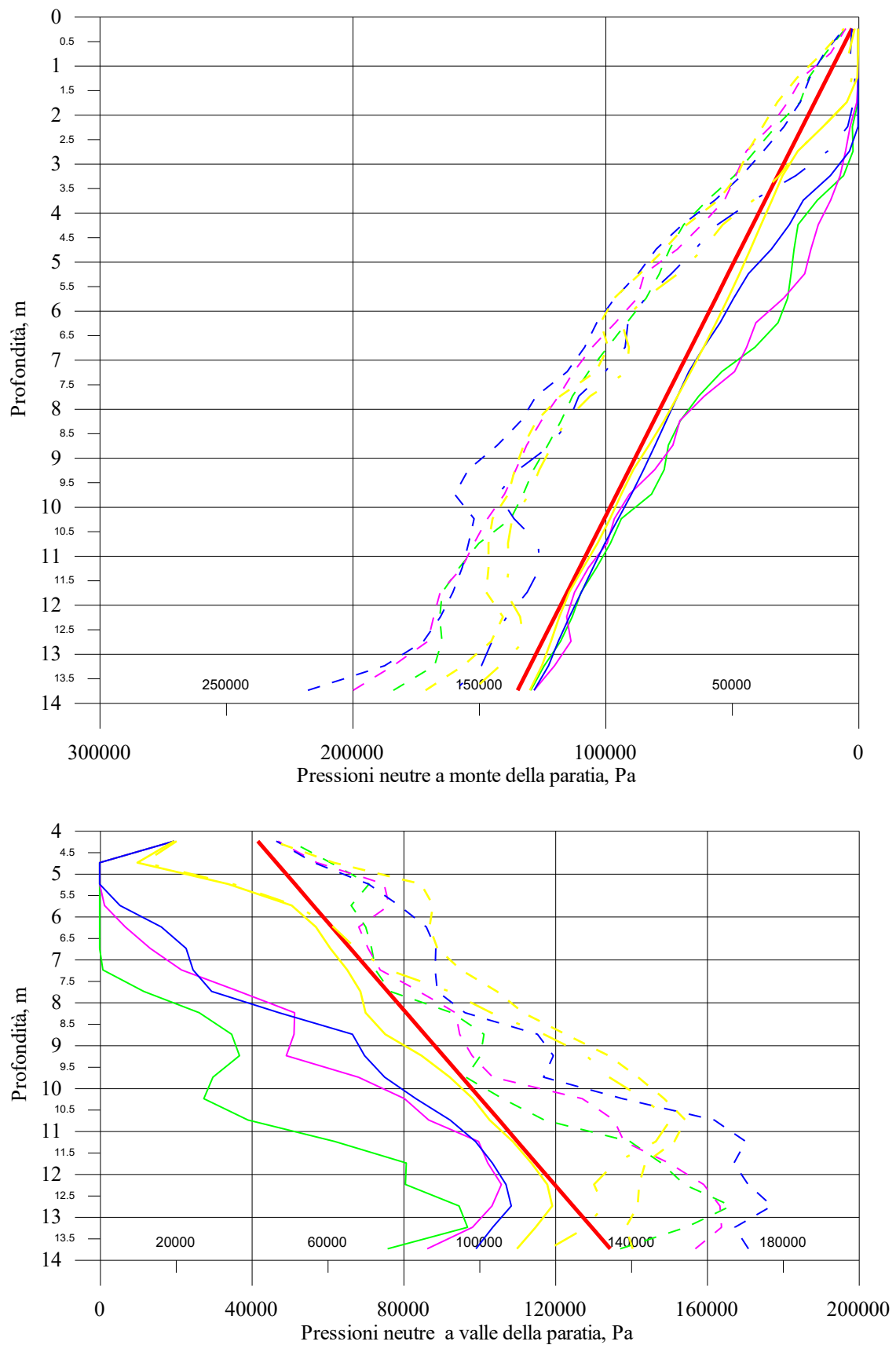


Fig. 6.13 Terreno B, inviluppi delle distribuzioni delle pressioni neutre negli elementi di terra a contatto con la paratia

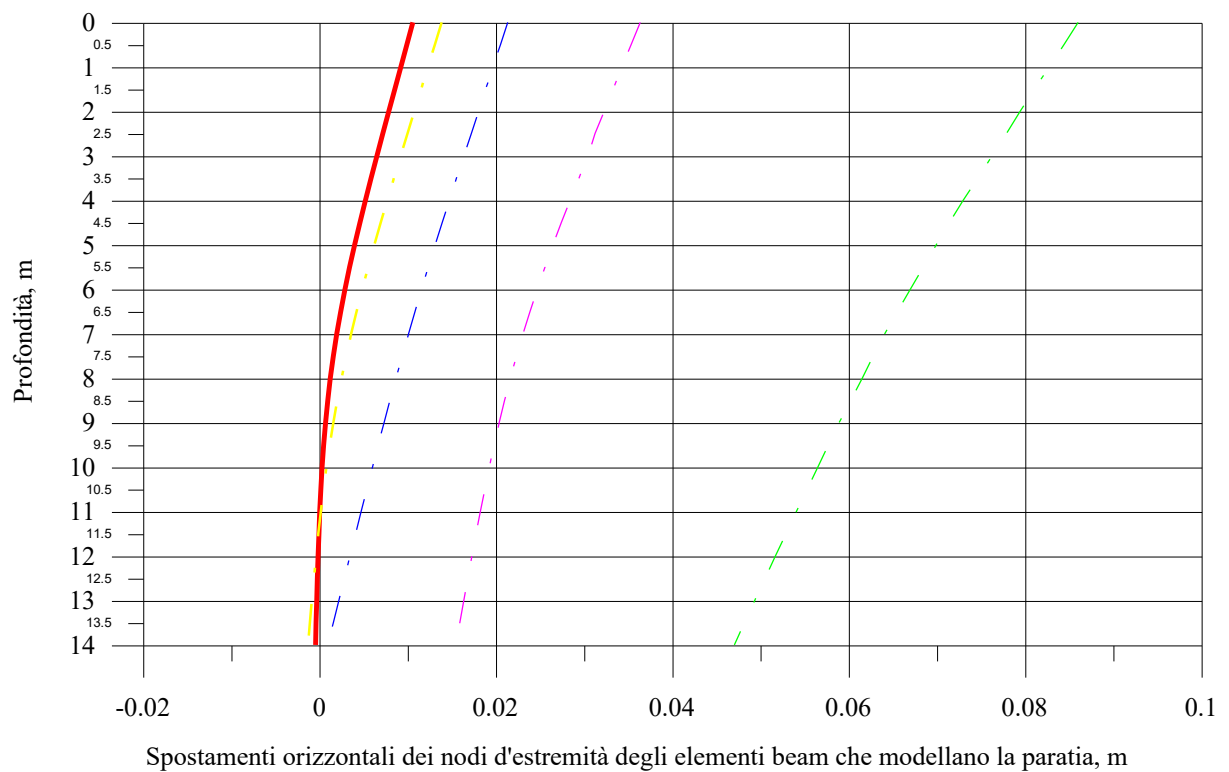
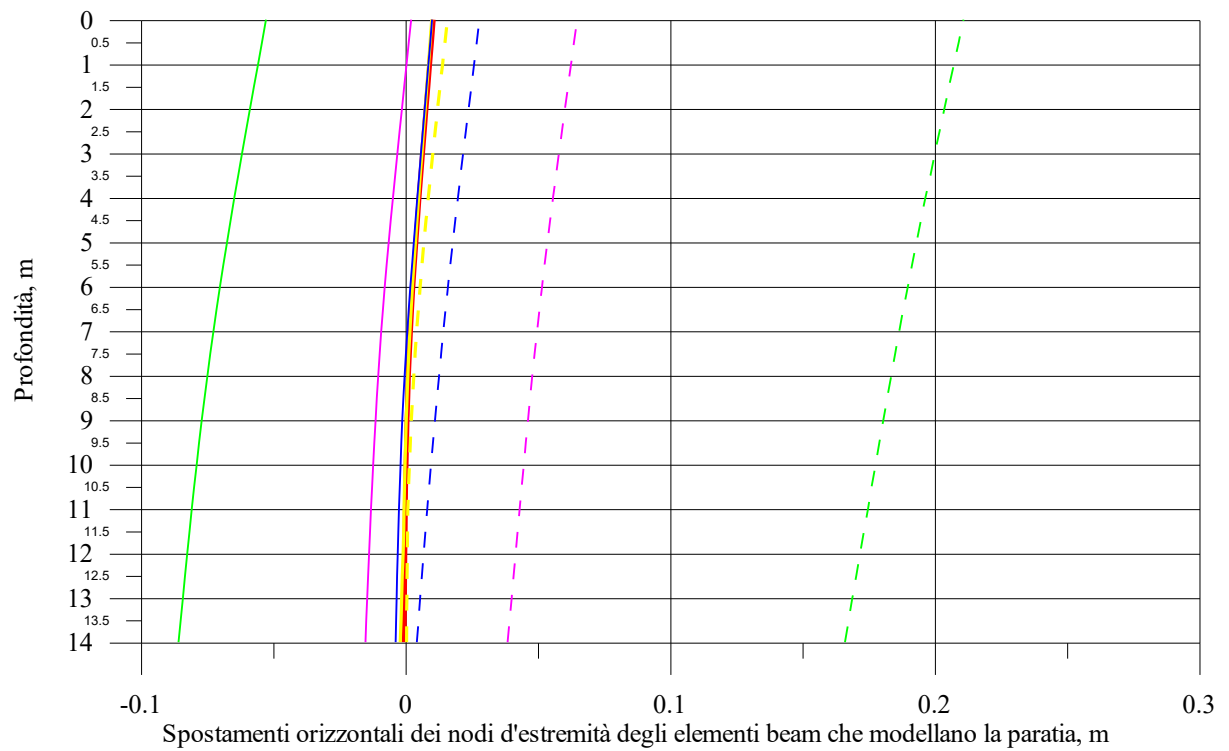
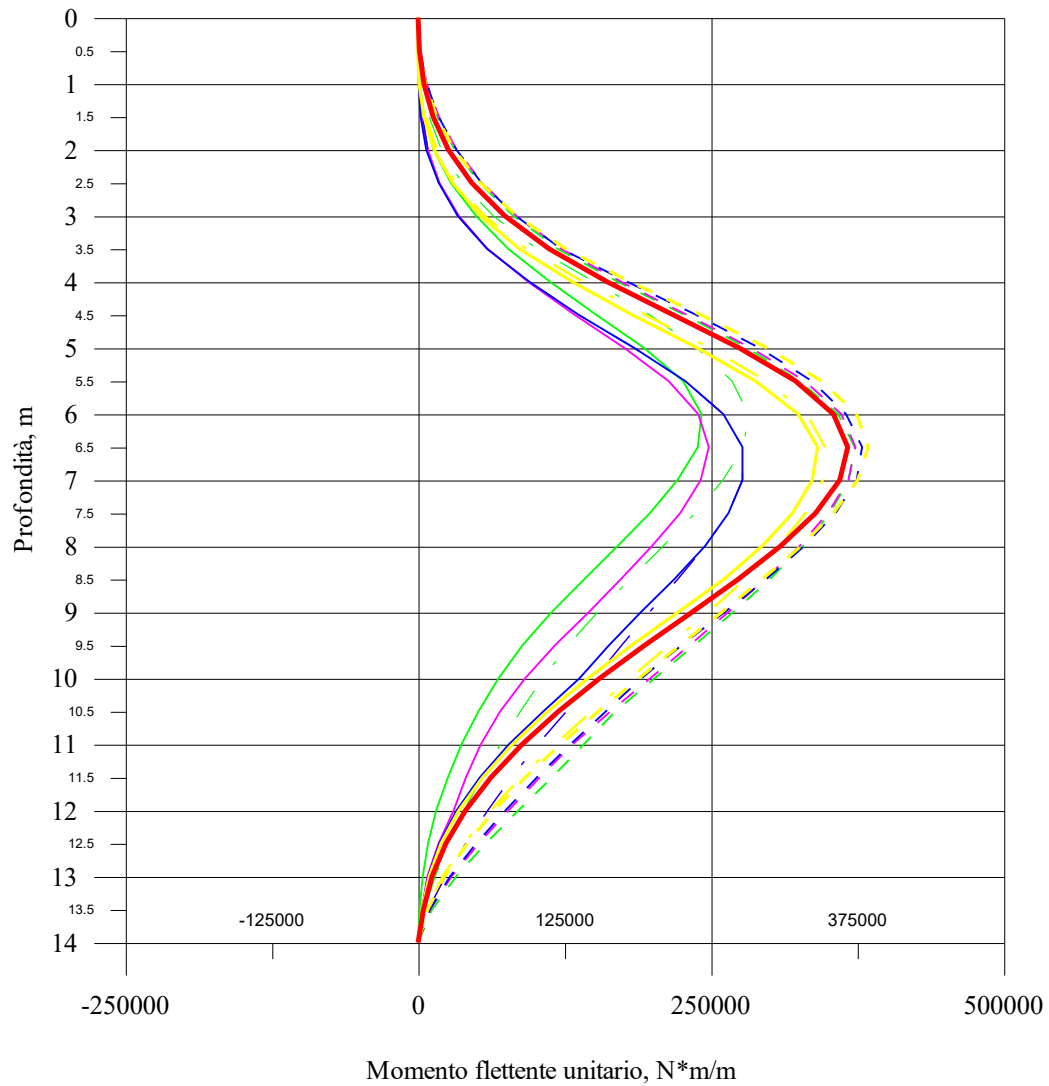


Fig. 6.14 Terreno B, spostamenti estremi (in alto) e residui (in basso) della paratia di sinistra





Risultati per il caso di materiale granulare sotto falda  
(costanti del modello di Finn identiche a quelle  
utilizzate nell'esempio presente nel manuale di FLAC)

- Diagramma analisi statica
- $M_{Min}$   $f=1$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=1$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=1$  Hz
- $M_{Min}$   $f=2$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=2$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=2$  Hz
- $M_{Min}$   $f=4$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=4$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=4$  Hz
- $M_{Min}$   $f=8$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=8$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=8$  Hz

Fig. 6.15 Terreno C,  $a_g=0.1 \cdot g$ , involucri del momento flettente nelle paratie

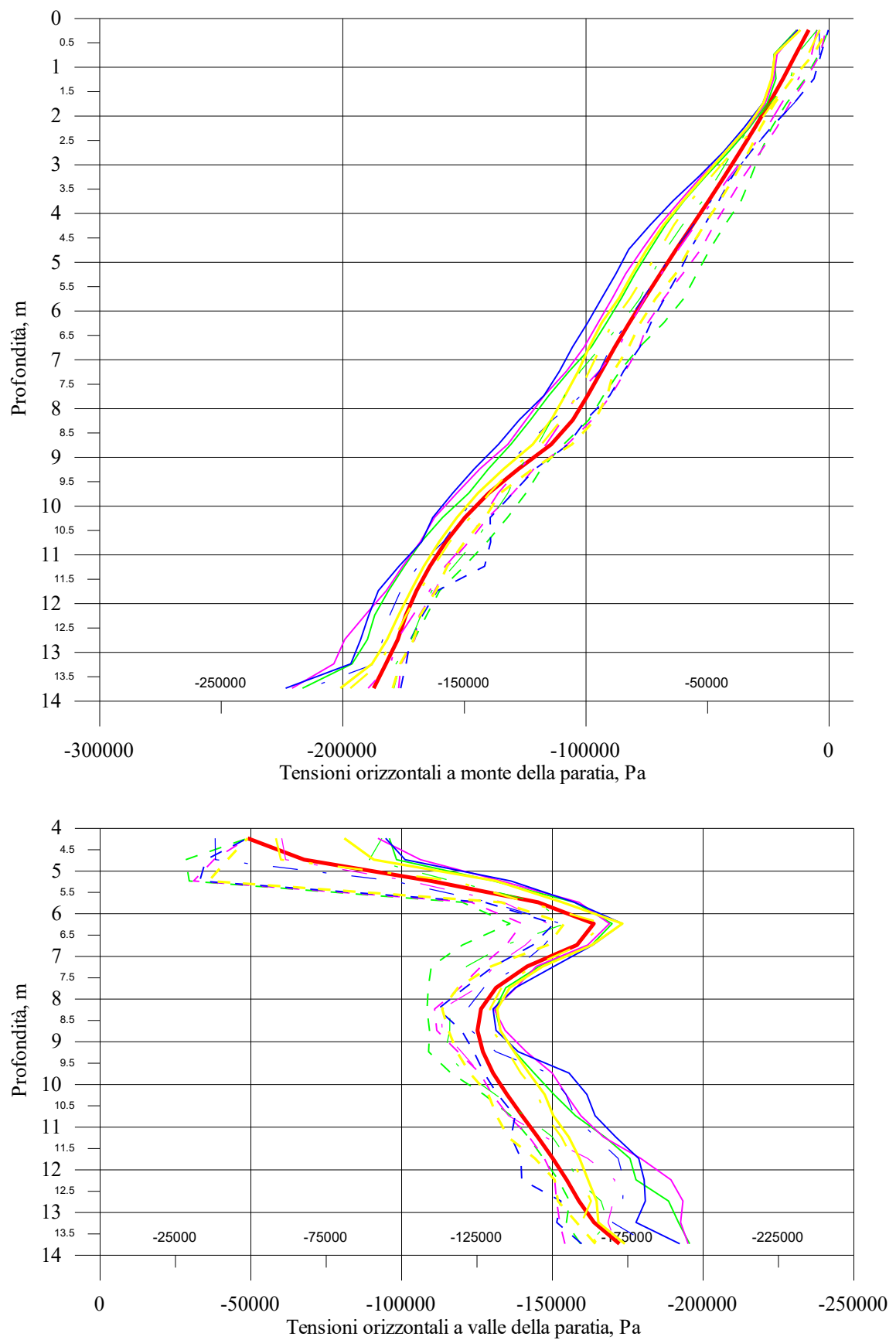


Fig. 6.16 Terreno C,  $a_g=0.1 \cdot g$ , involucri delle distribuzioni delle tensioni orizzontali sulle paratie

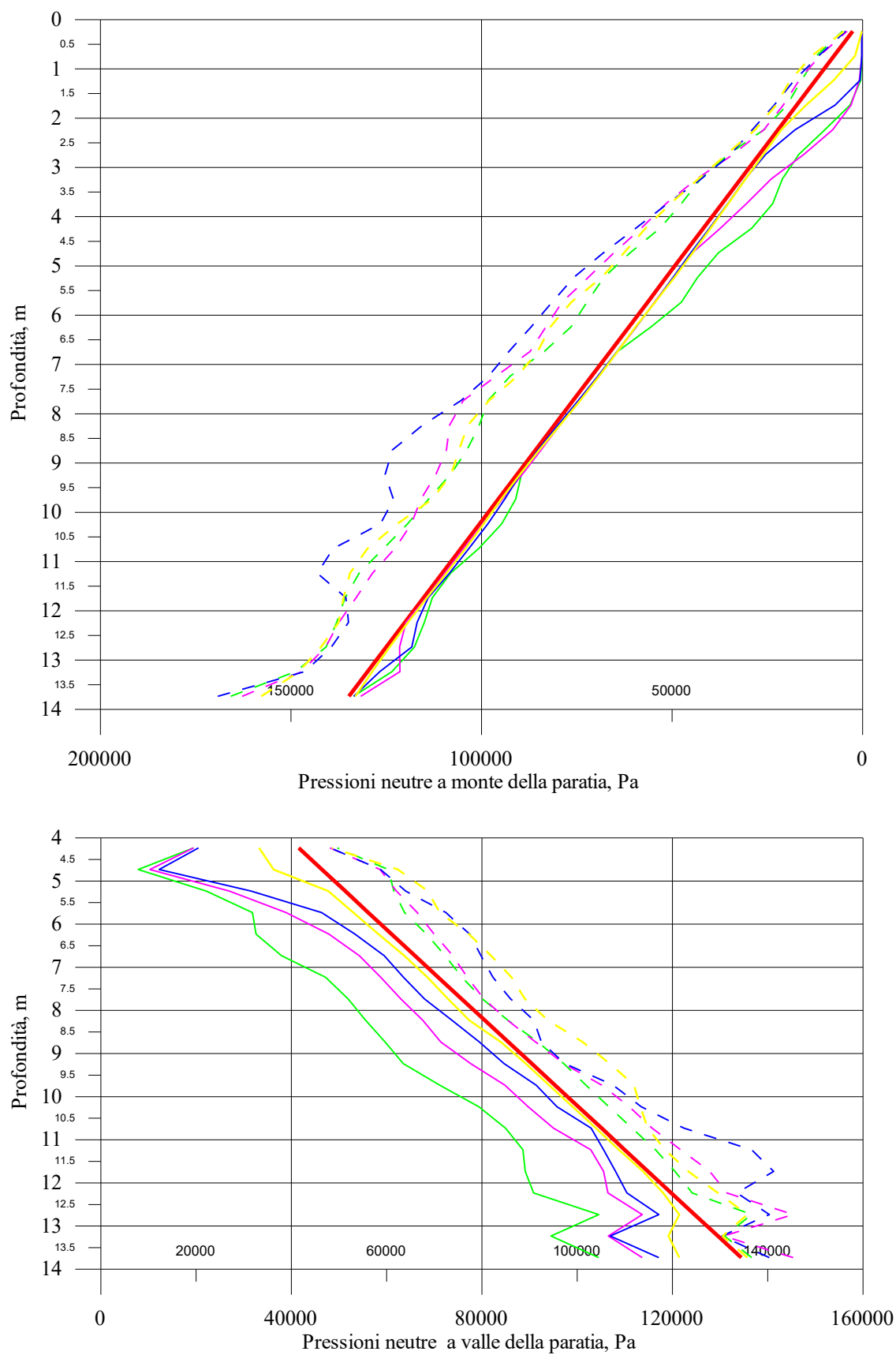


Fig. 6.17 Terreno C,  $a_g=0.1 \cdot g$ , involucri delle distribuzioni delle pressioni neutre negli elementi di terra a contatto con la paratia

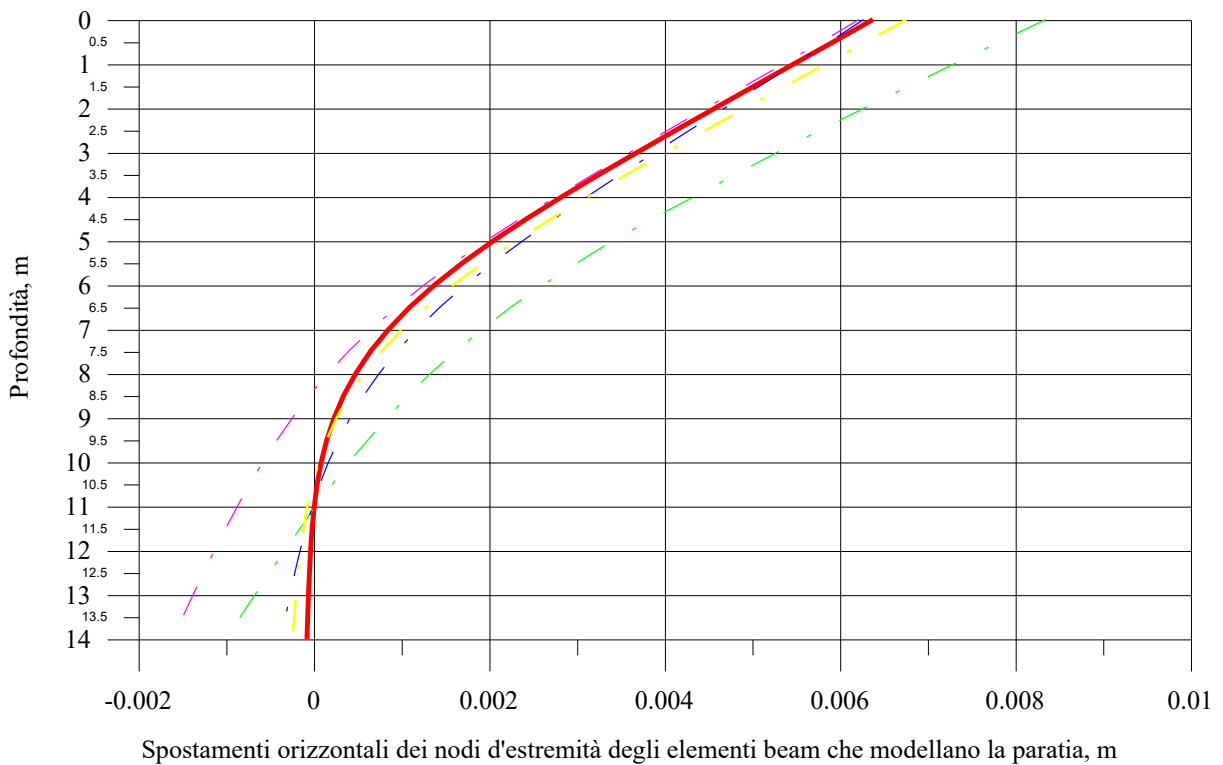
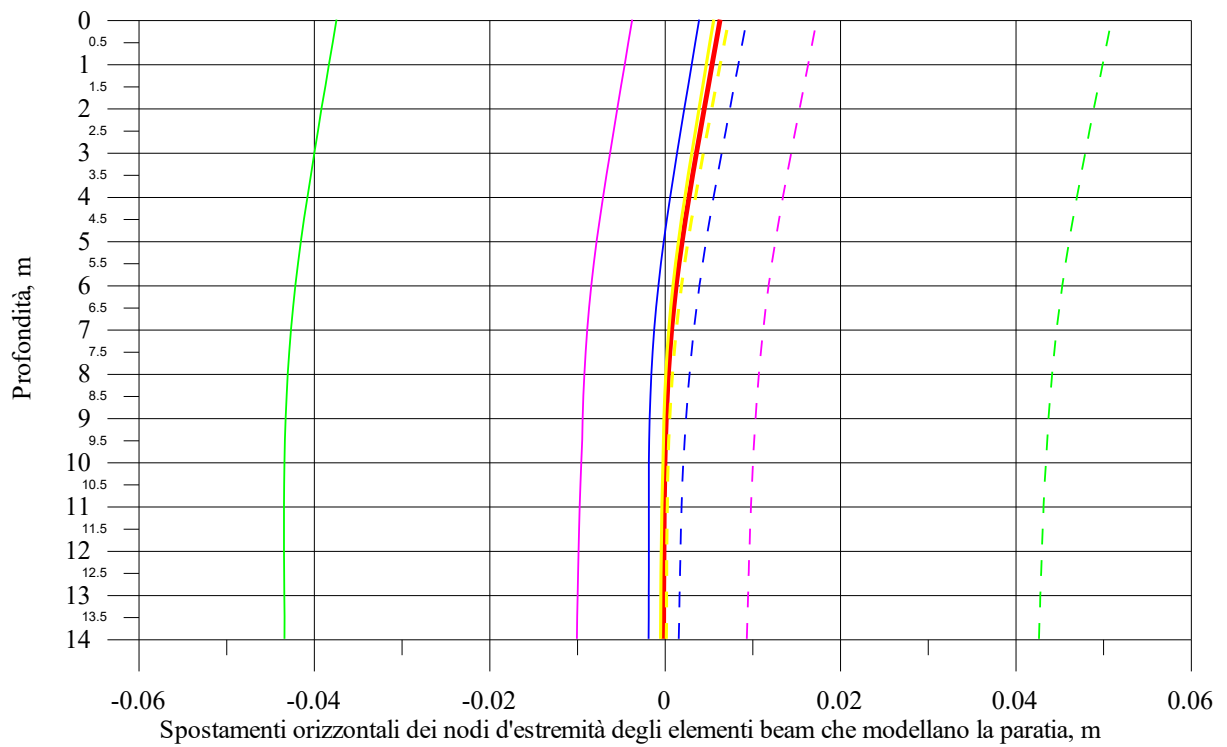
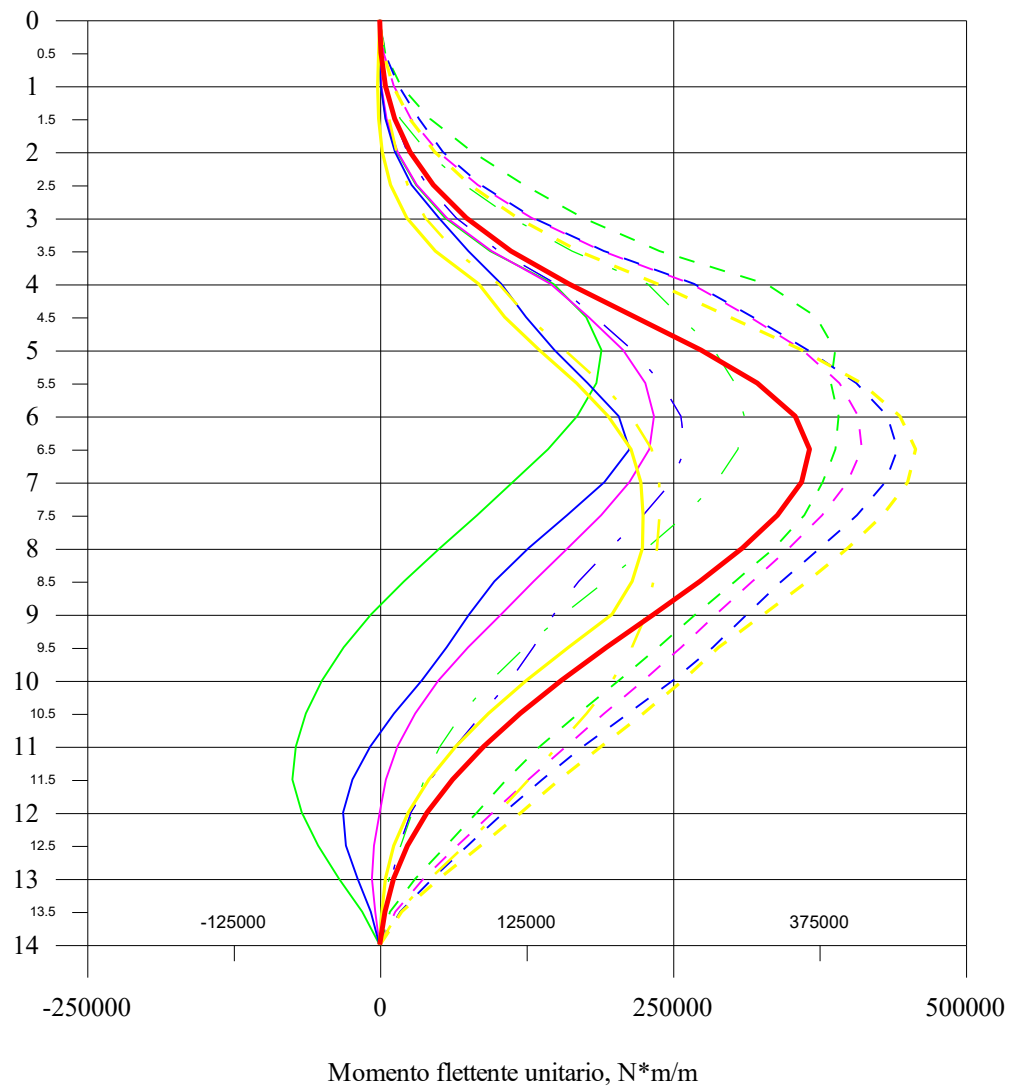


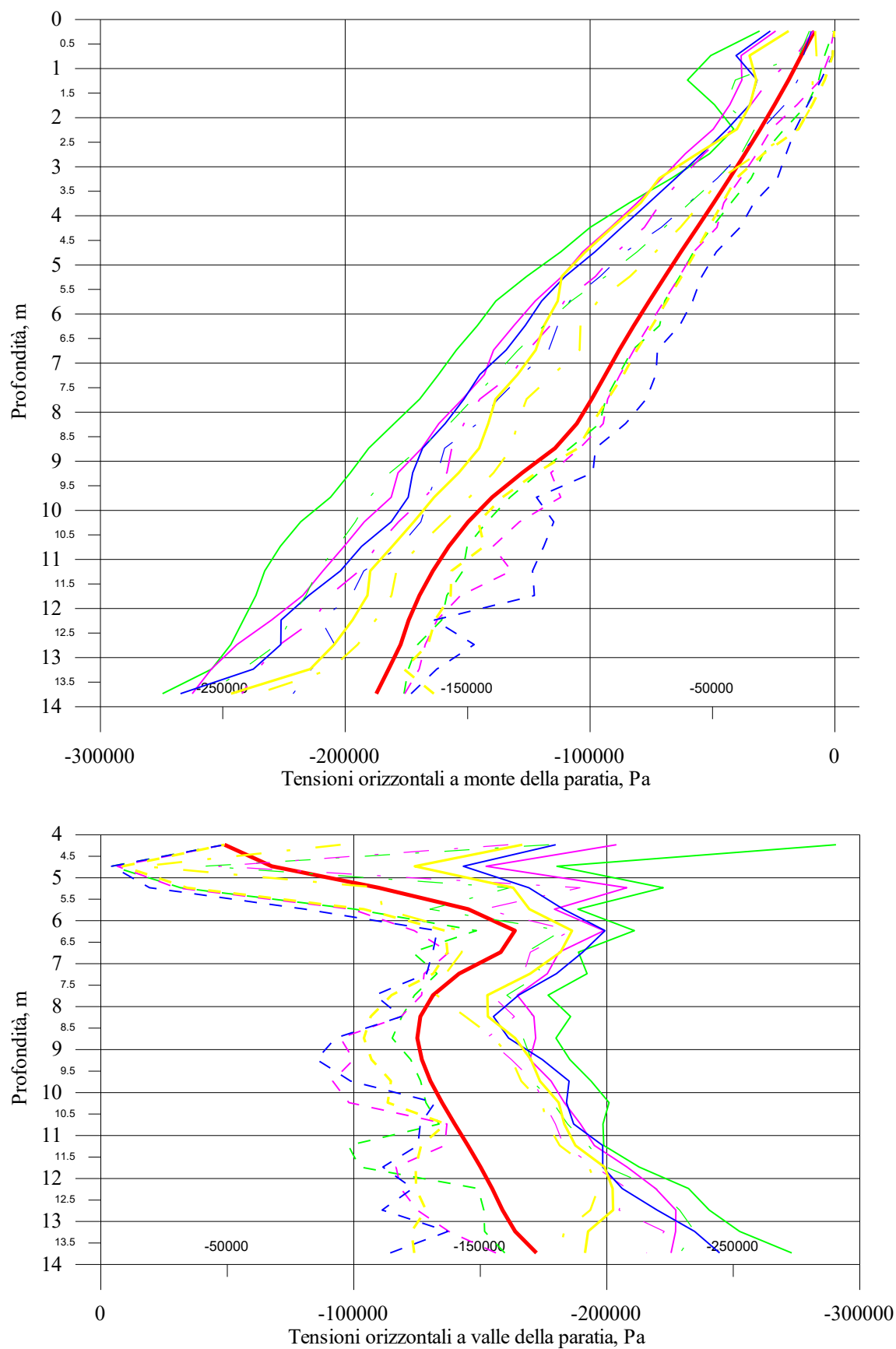
Fig. 6.18 Terreno C,  $a_g=0.1 \cdot g$ , spostamenti estremi (in alto) e residui (in basso) della paratia di sinistra



Risultati per il caso di materiale granulare sotto falda  
(costanti del modello di Finn identiche a quelle  
utilizzate nell'esempio presente nel manuale di FLAC)

- Diagramma analisi statica
- $M_{Min}$   $f=1$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=1$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=1$  Hz
- $M_{Min}$   $f=2$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=2$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=2$  Hz
- $M_{Min}$   $f=4$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=4$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=4$  Hz
- $M_{Min}$   $f=8$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=8$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=8$  Hz

Fig. 6.19 Terreno C,  $a_g=0.3g$ , involucri del momento flettente nelle paratie

Fig. 6.20 Terreno C,  $a_g=0.3 \cdot g$ , involucri delle distribuzioni delle tensioni orizzontali sulle paratie

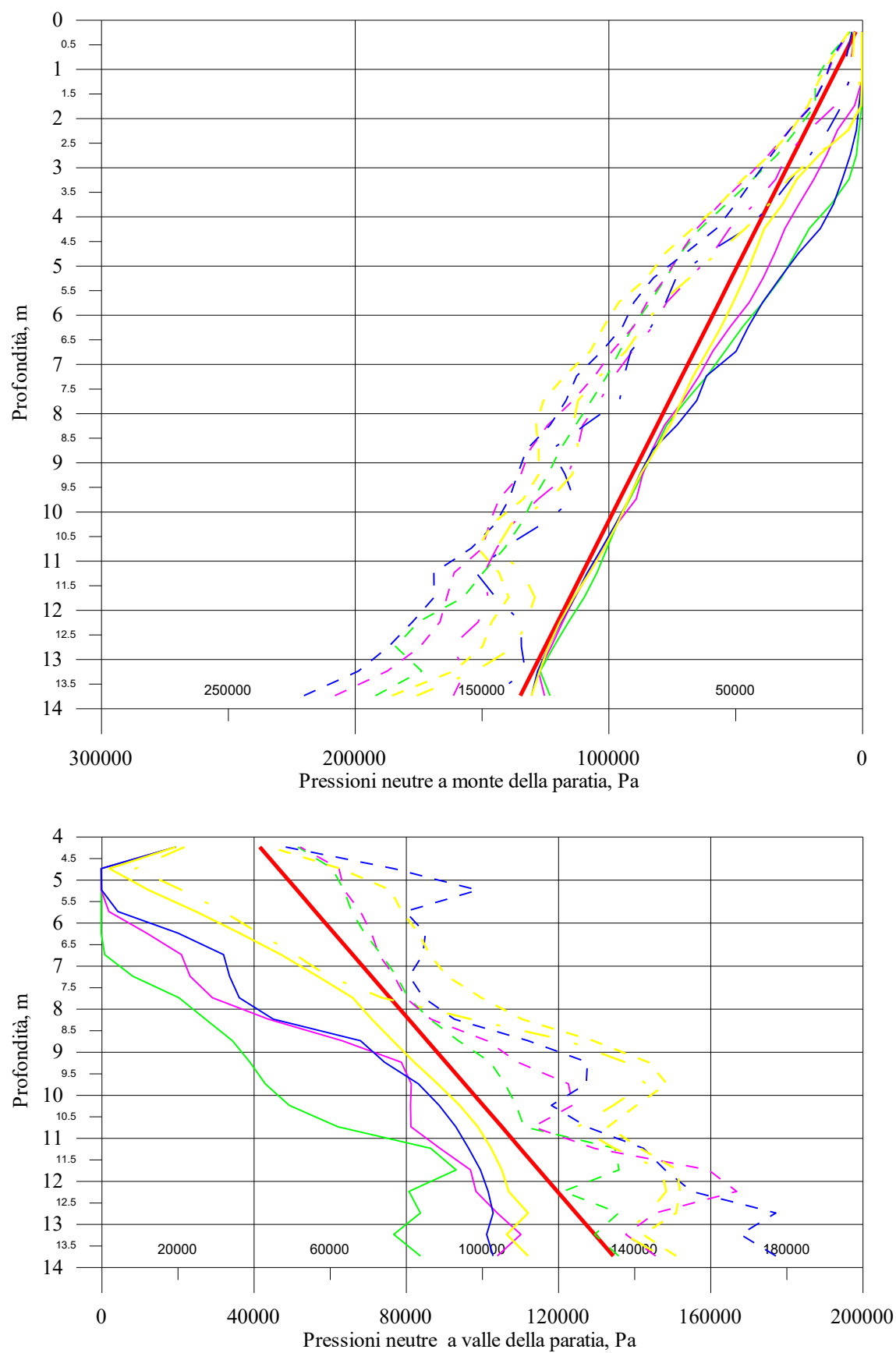


Fig. 6.21 Terreno C,  $a_g = 0.3 \cdot g$ , involucri delle distribuzioni delle pressioni neutre negli elementi di terra a contatto con la paratia

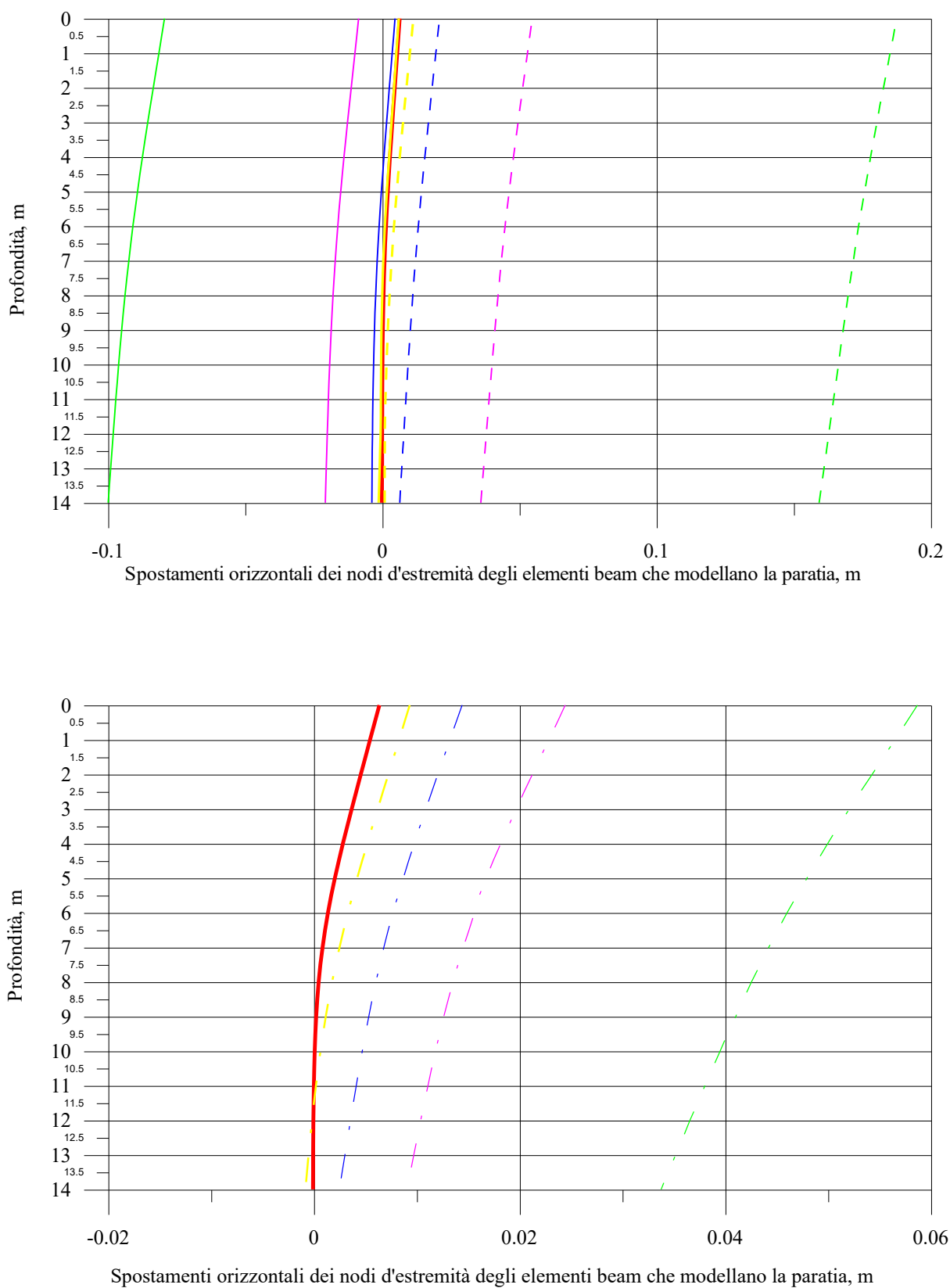
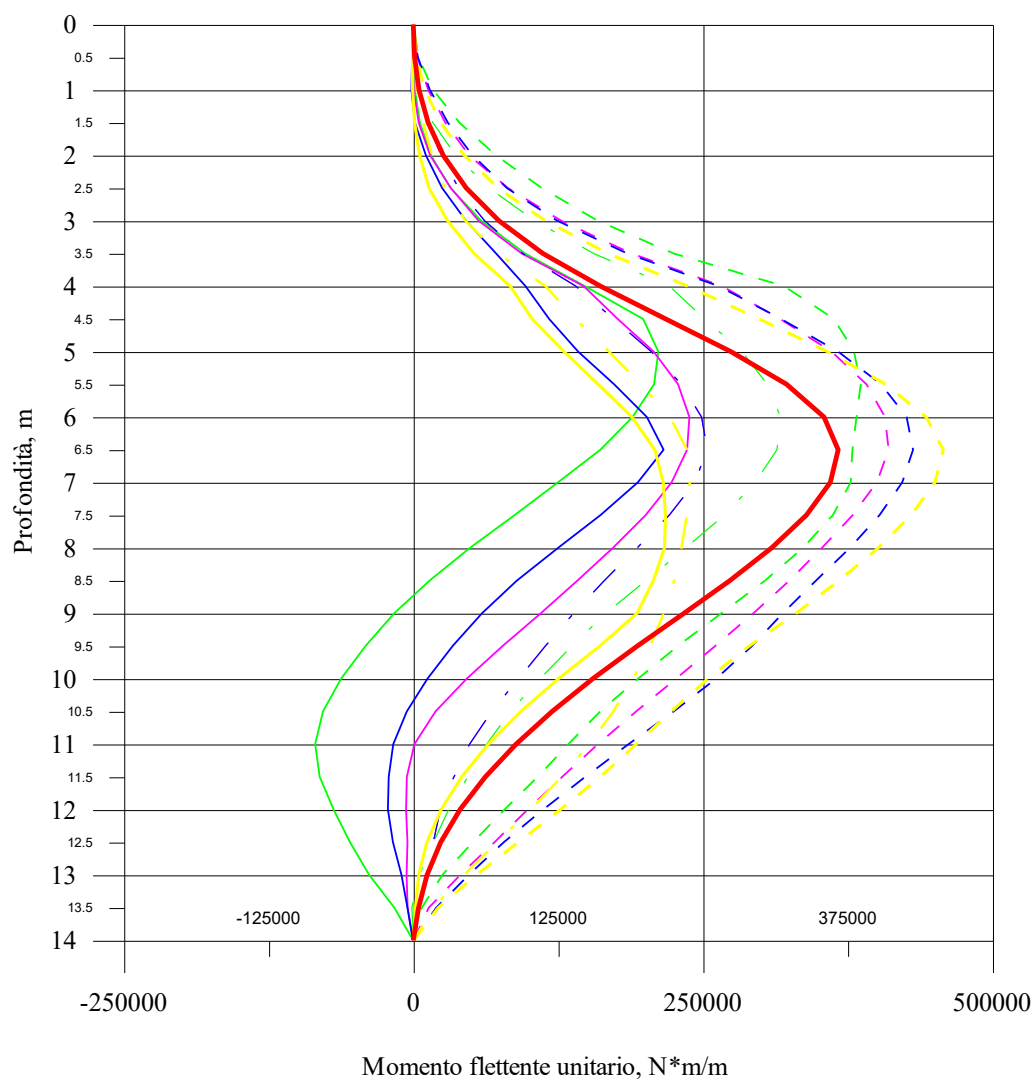


Fig. 6.22 Terreno C,  $a_g=0.3 \cdot g$ , spostamenti estremi (in alto) e residui (in basso) della paratia di sinistra





Risultati per il caso di materiale granulare  
(quota piezometrica coincidente con il  
p. c., costanti unitarie per il modello di Finn)

- Diagramma analisi statica
- $M_{Min}$   $f=1$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=1$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=1$  Hz
- $M_{Min}$   $f=2$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=2$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=2$  Hz
- $M_{Min}$   $f=4$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=4$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=4$  Hz
- $M_{Min}$   $f=8$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=8$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=8$  Hz

Fig. 6.23 Terreno C, involucri del momento flettente nelle paratie

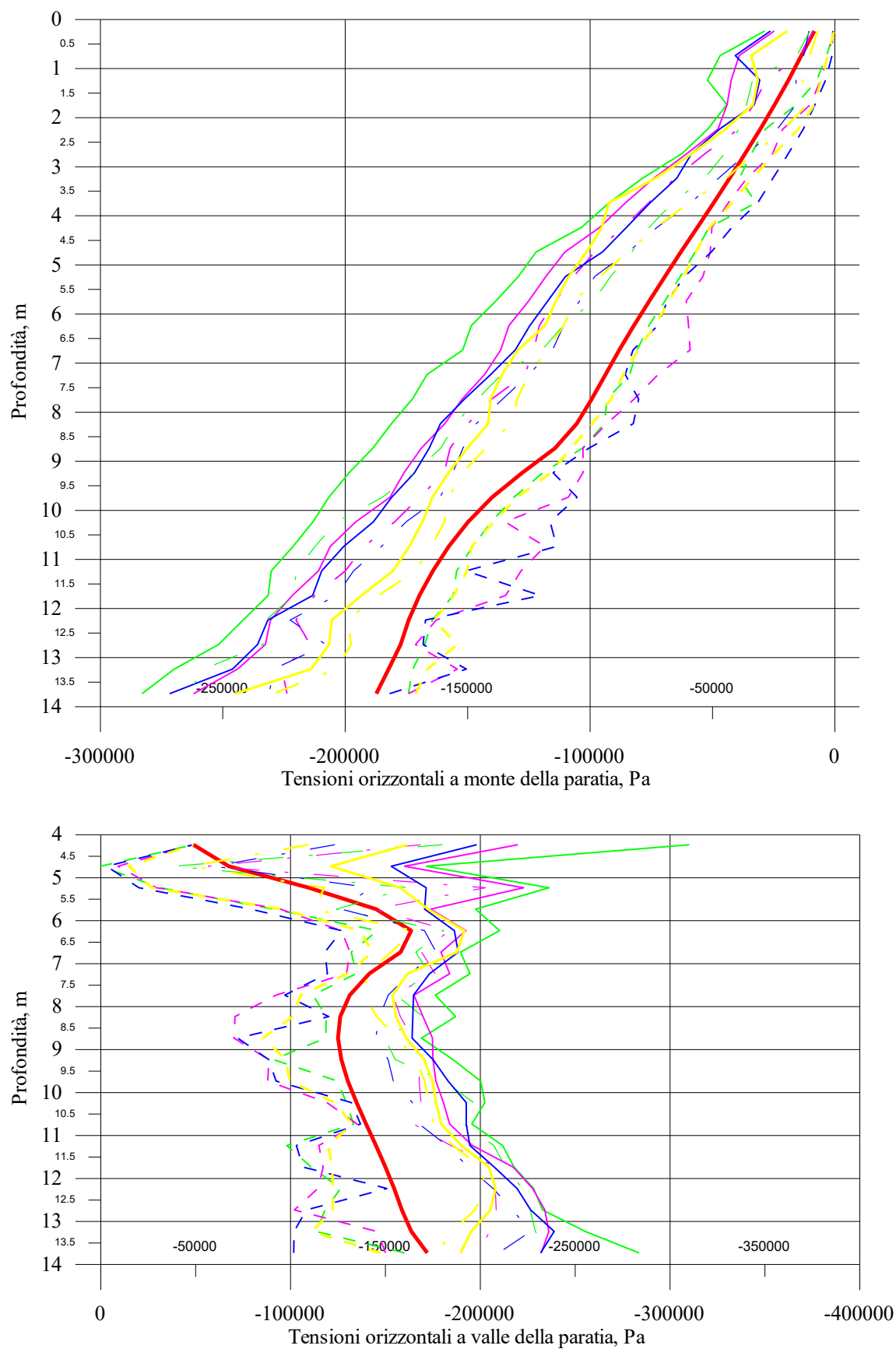


Fig. 6.24 Terreno C, involucri delle distribuzioni delle tensioni orizzontali sulle paratie

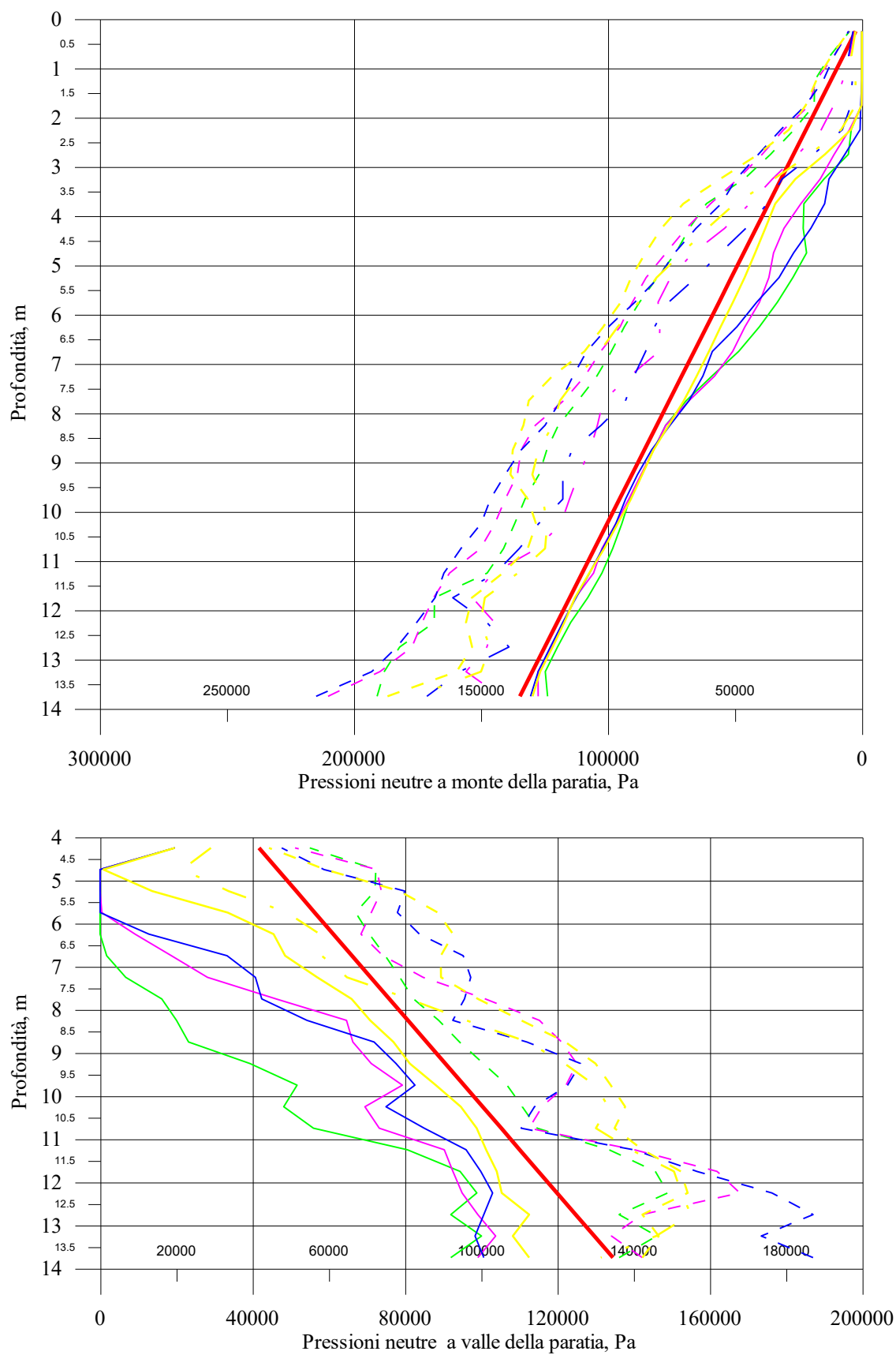


Fig. 6.25 Terreno C, involucri delle distribuzioni delle pressioni neutre negli elementi di terra a contatto con la paratia

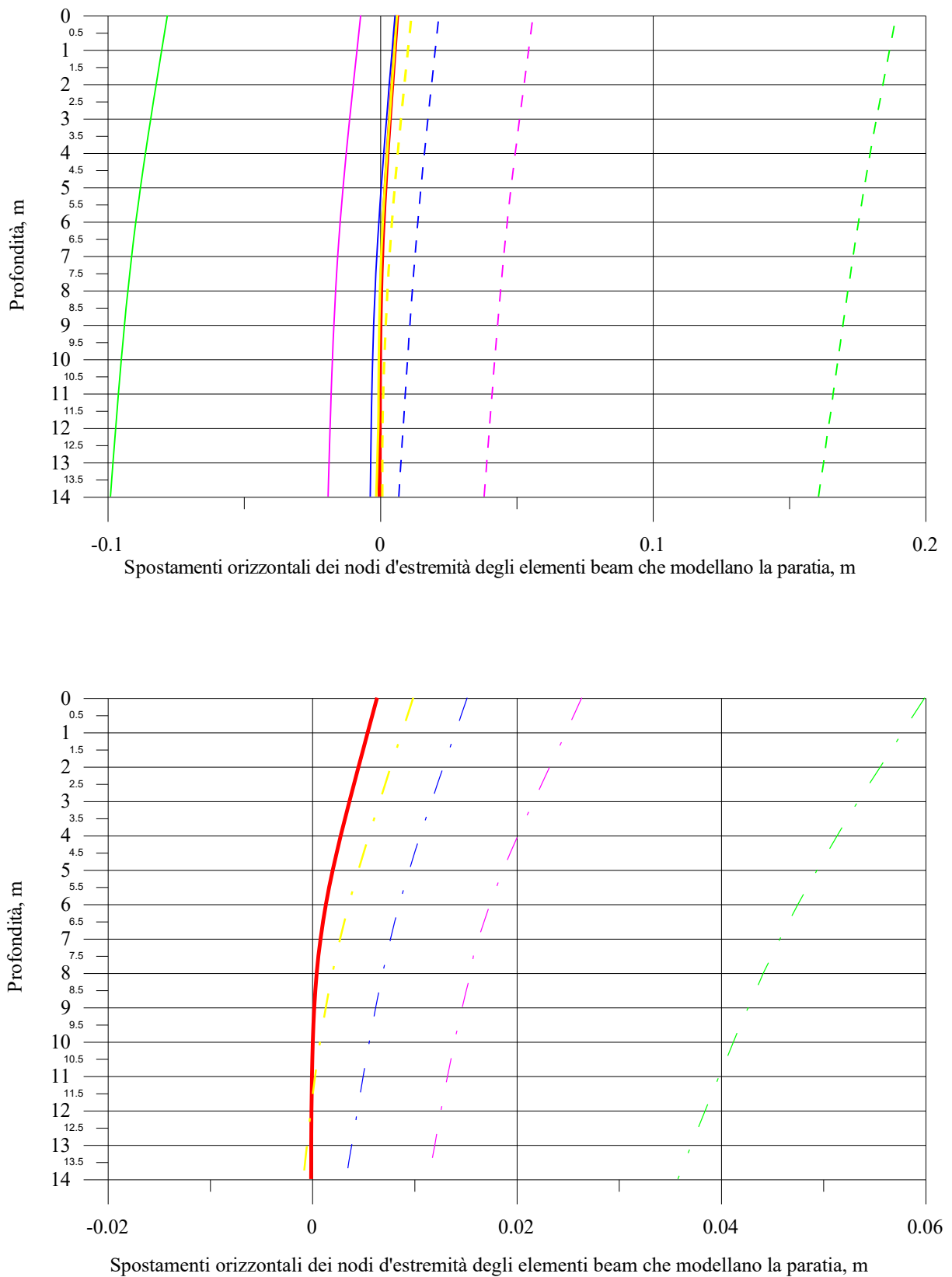
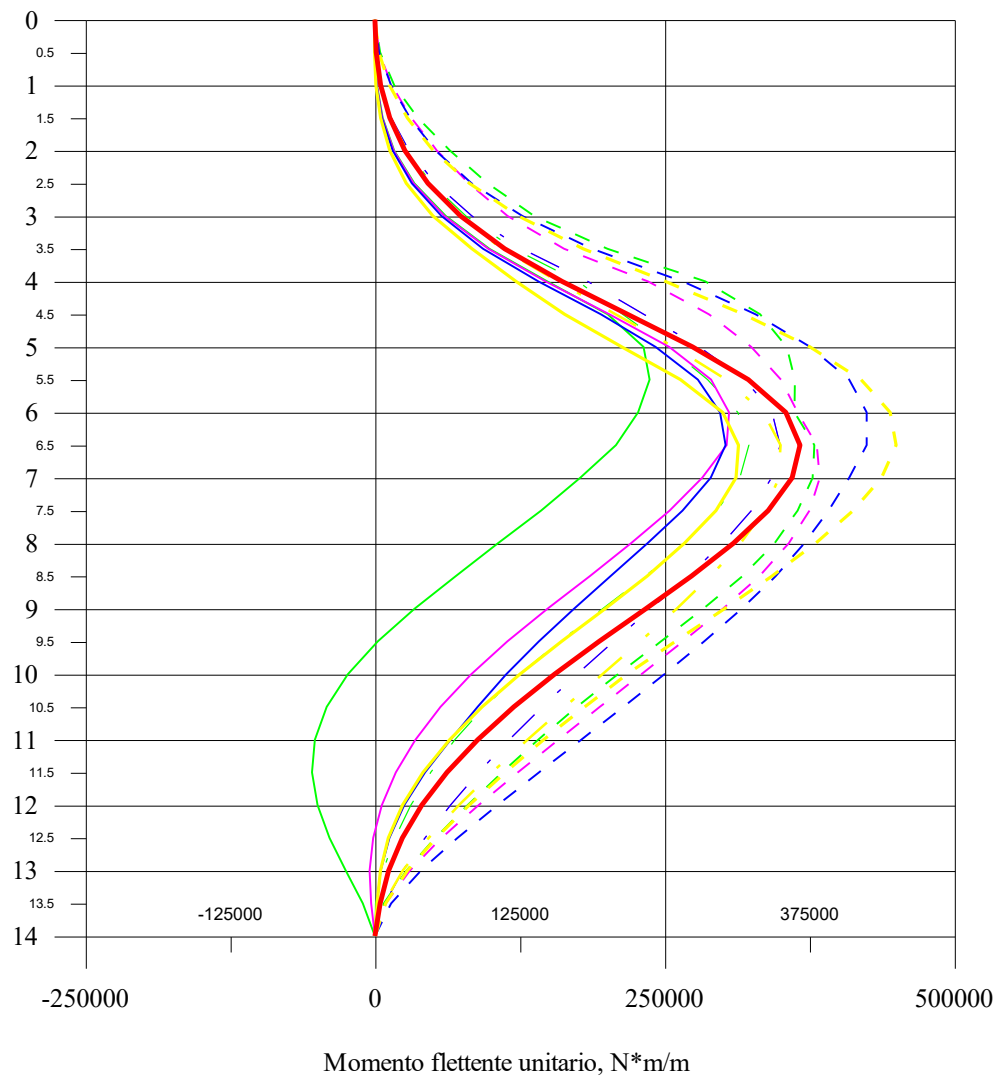


Fig. 6.26 Terreno C, spostamenti estremi (in alto) e residui (in basso) della paratia di sinistra



Risultati per il caso di materiale granulare  
sotto falda (modello di Mohr-Coulomb  
con angolo di dilatanza pari a  $10^\circ$ )

- Diagramma analisi statica
- $M_{Min}$   $f=1$  Hz
- -  $M_{Max}$   $f=1$  Hz
- .  $M_{Res}$   $f=1$  Hz
- $M_{Min}$   $f=2$  Hz
- -  $M_{Max}$   $f=2$  Hz
- .  $M_{Res}$   $f=2$  Hz
- $M_{Min}$   $f=4$  Hz
- -  $M_{Max}$   $f=4$  Hz
- .  $M_{Res}$   $f=4$  Hz
- $M_{Min}$   $f=8$  Hz
- -  $M_{Max}$   $f=8$  Hz
- .  $M_{Res}$   $f=8$  Hz

Fig. 6.27 Terreno C, involuপি del momento flettente nelle paratie

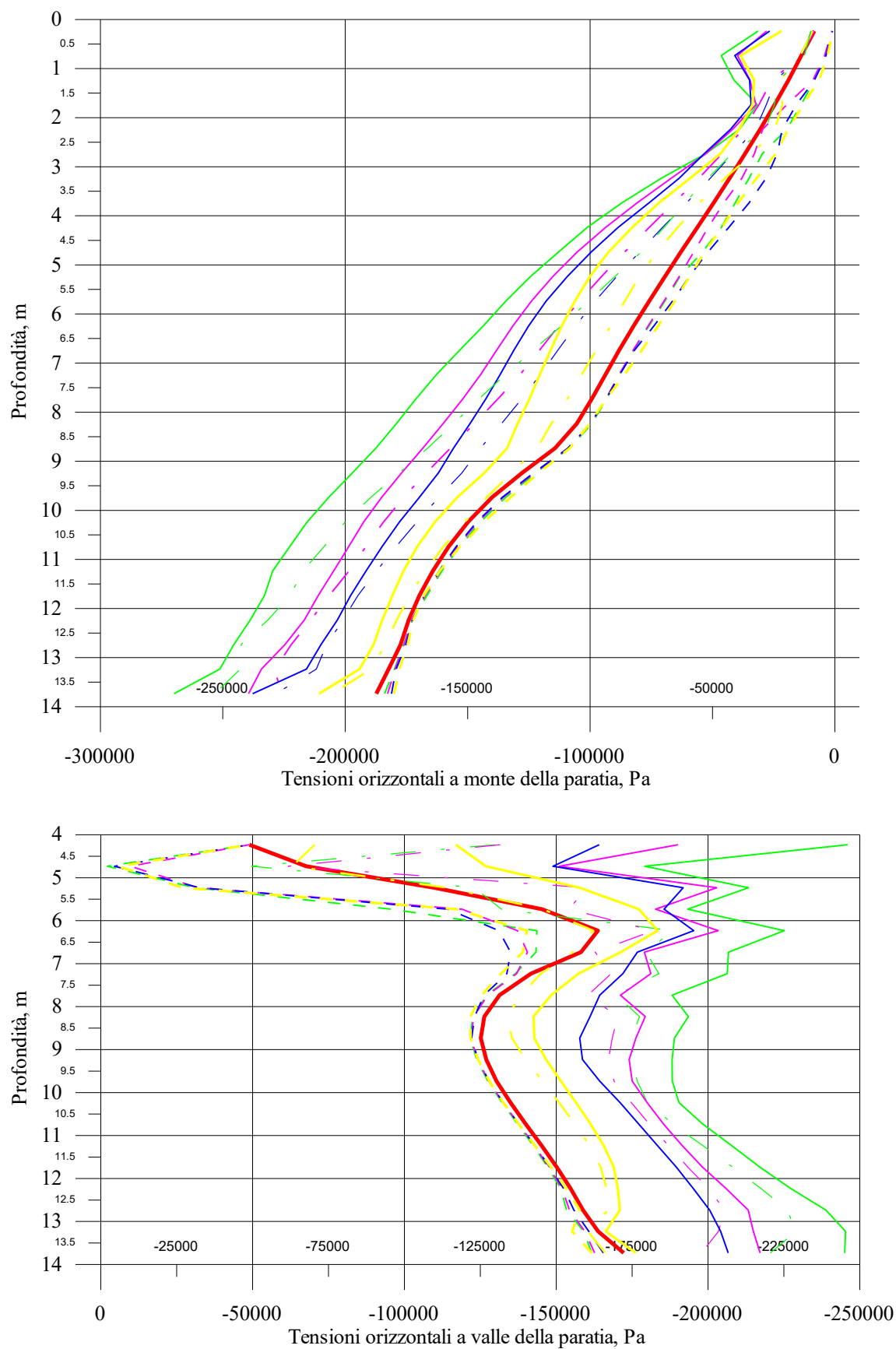


Fig. 6.28 Terreno C, involucri delle distribuzioni delle tensioni orizzontali sulle paratie

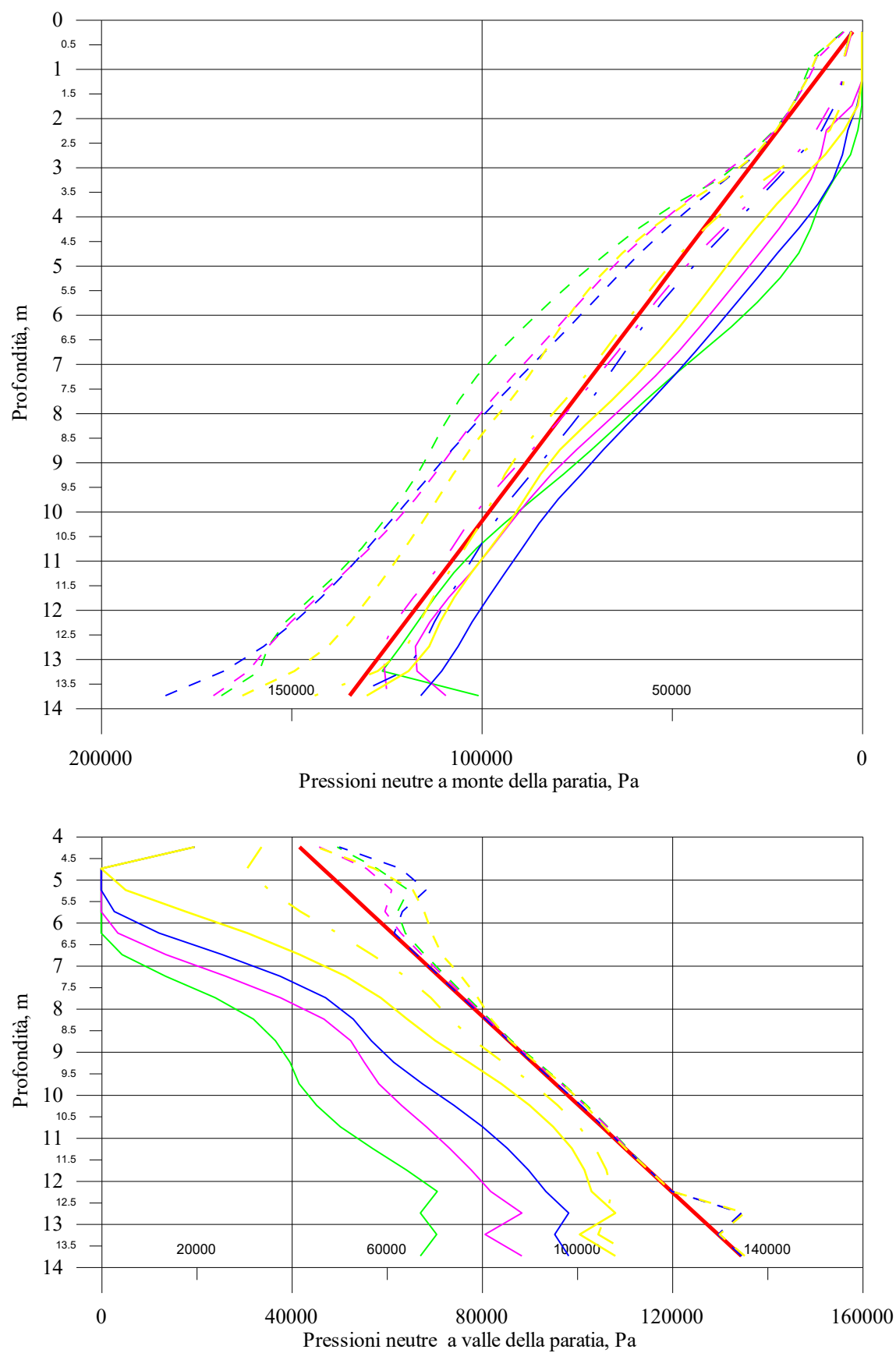


Fig. 6.29 Terreno C, involucri delle distribuzioni delle pressioni neutre negli elementi di terra a contatto con la paratia

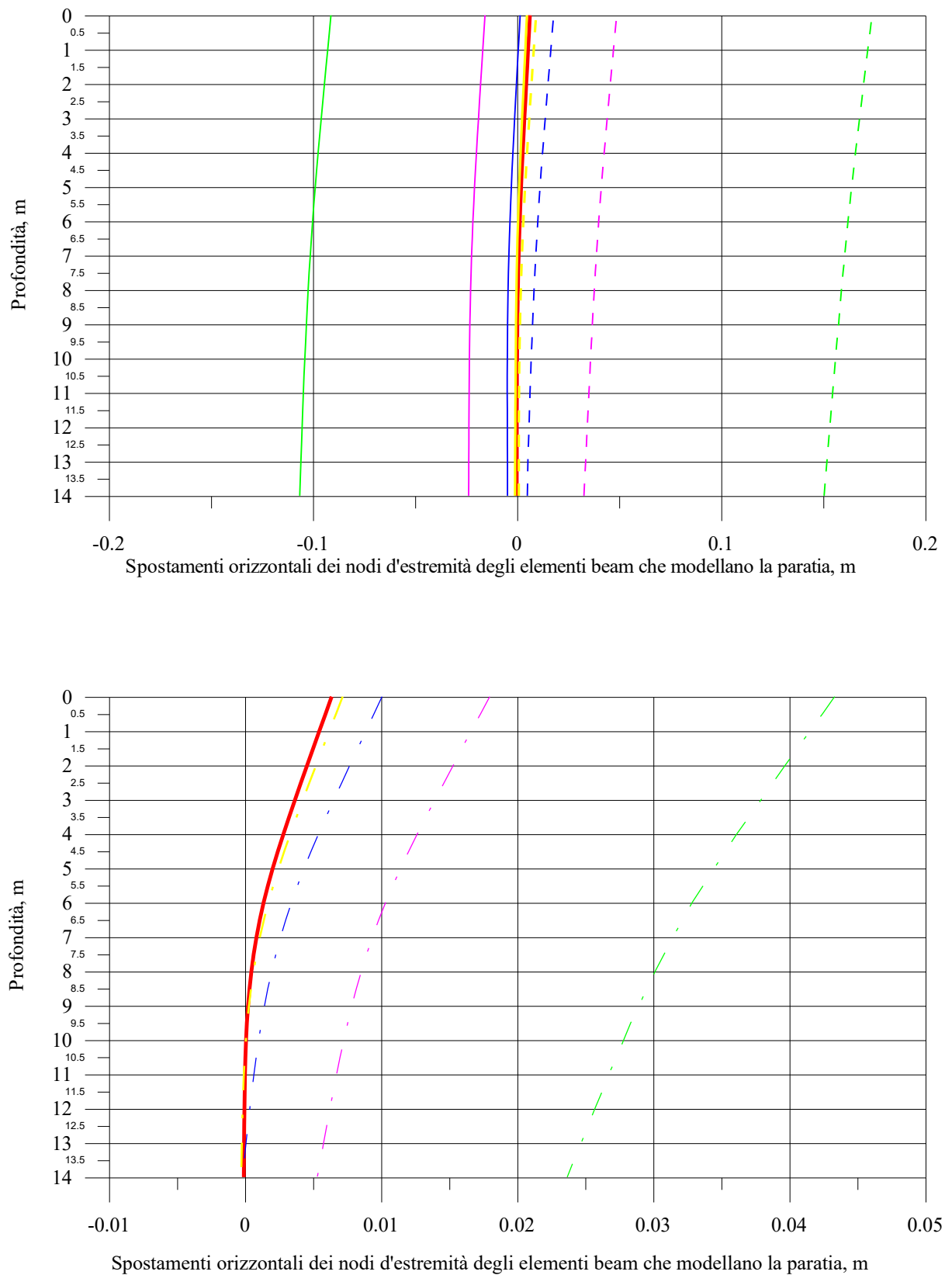
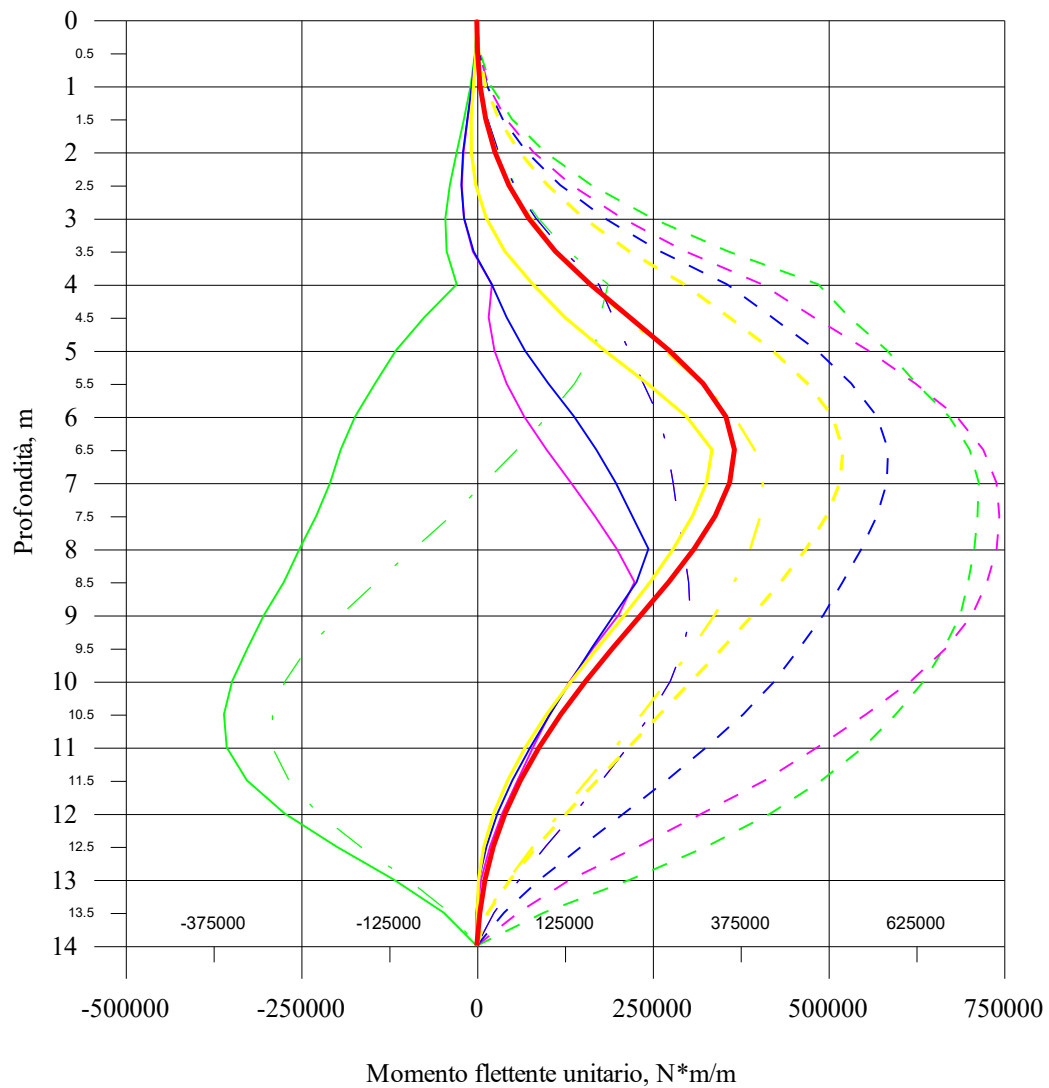


Fig. 6.30 Terreno C, spostamenti estremi (in alto) e residui (in basso) della paratia di sinistra





Risultati per il caso di materiale granulare  
sotto falda (modello di Mohr-Coulomb  
con angolo di dilatanza nullo)

- Diagramma analisi statica
- $M_{Min}$   $f=1$  Hz
- $M_{Max}$   $f=1$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=1$  Hz
- $M_{Min}$   $f=2$  Hz
- $M_{Max}$   $f=2$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=2$  Hz
- $M_{Min}$   $f=4$  Hz
- $M_{Max}$   $f=4$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=4$  Hz
- $M_{Min}$   $f=8$  Hz
- $M_{Max}$   $f=8$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=8$  Hz

Fig. 6.31 Terreno C, involucri del momento flettente nelle paratie

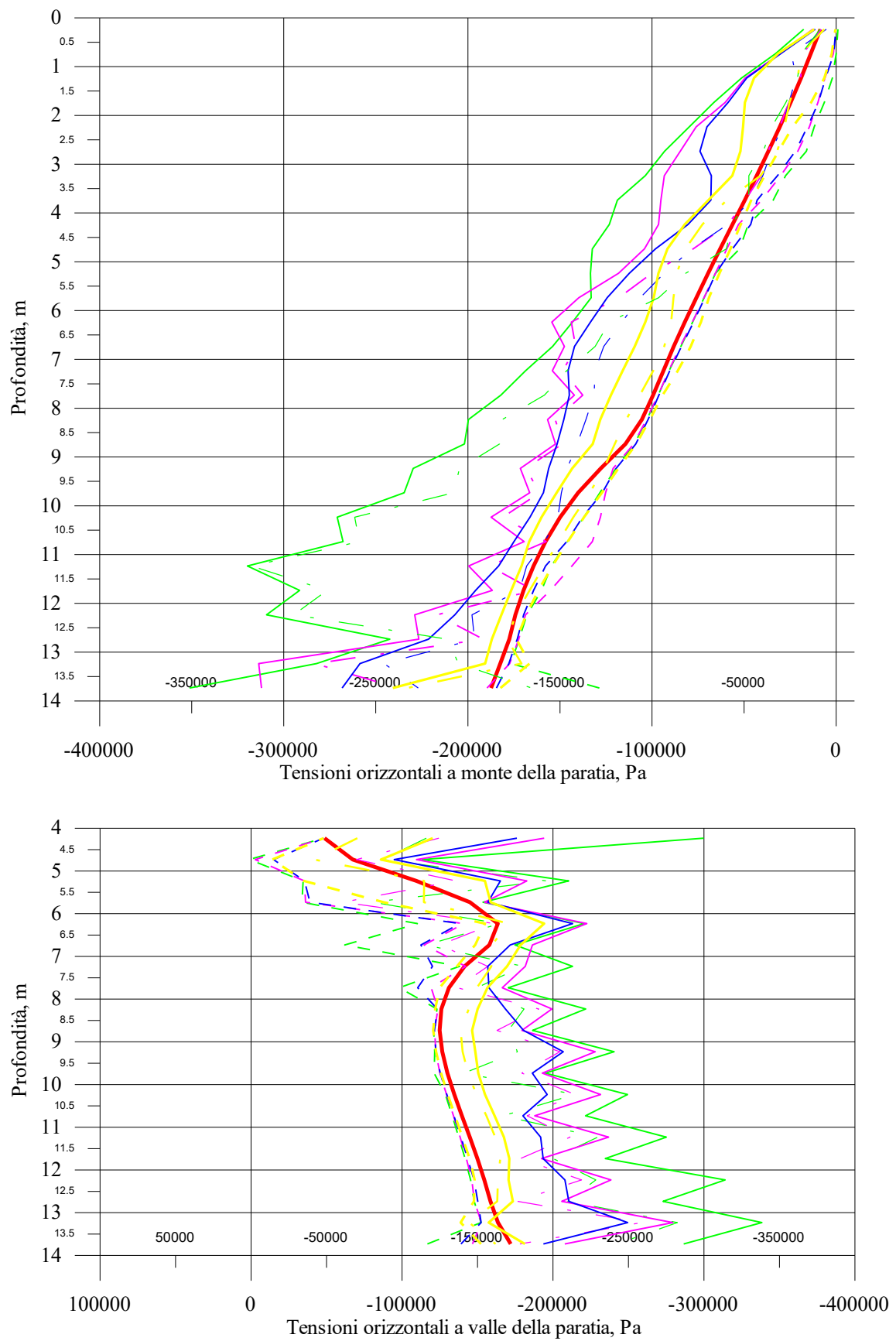


Fig. 6.32 Terreno C, involucri delle distribuzioni delle tensioni orizzontali sulle paratie

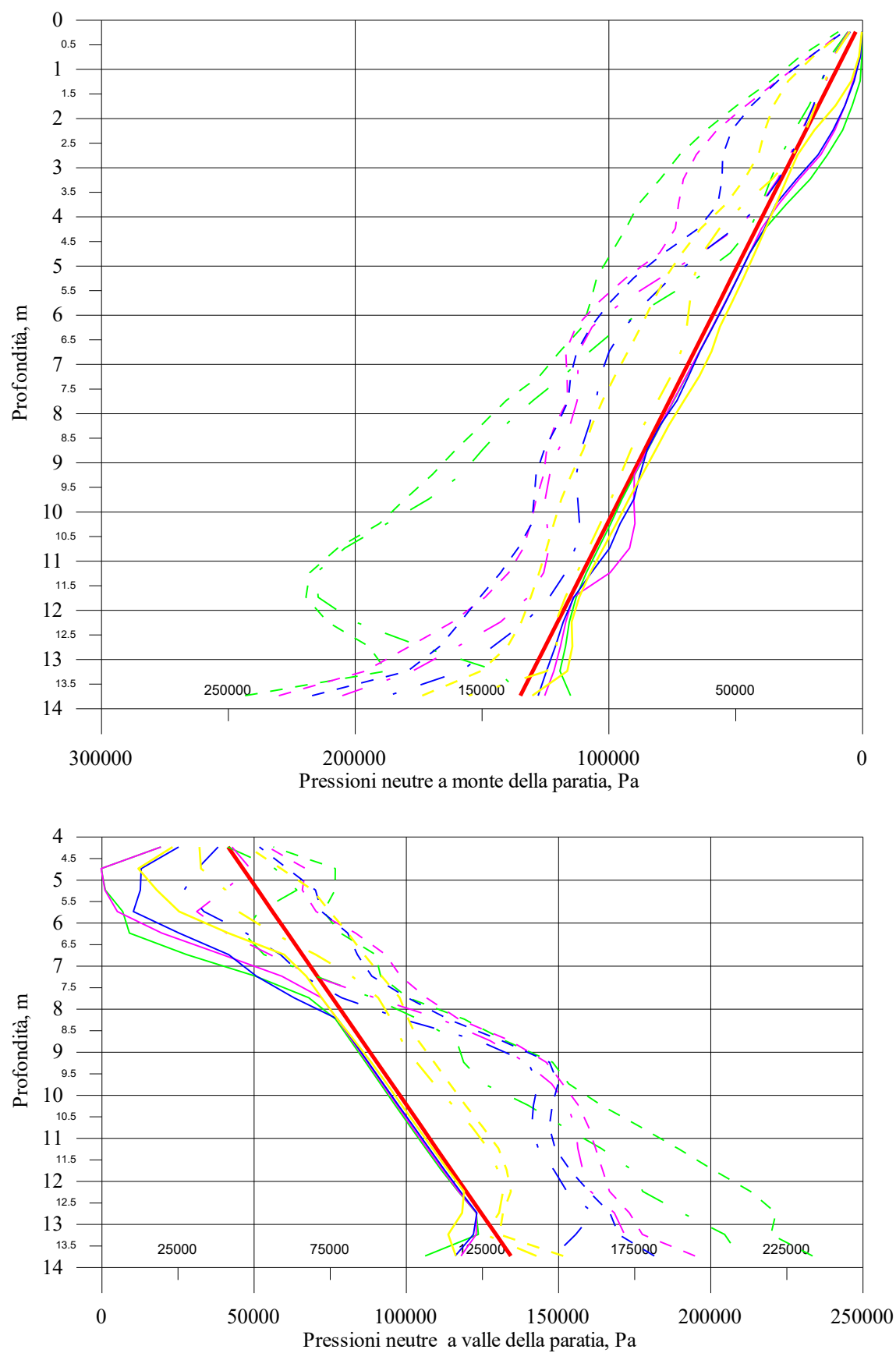


Fig. 6.33 Terreno C, involucri delle distribuzioni delle pressioni neutre negli elementi di terra a contatto con la paratia

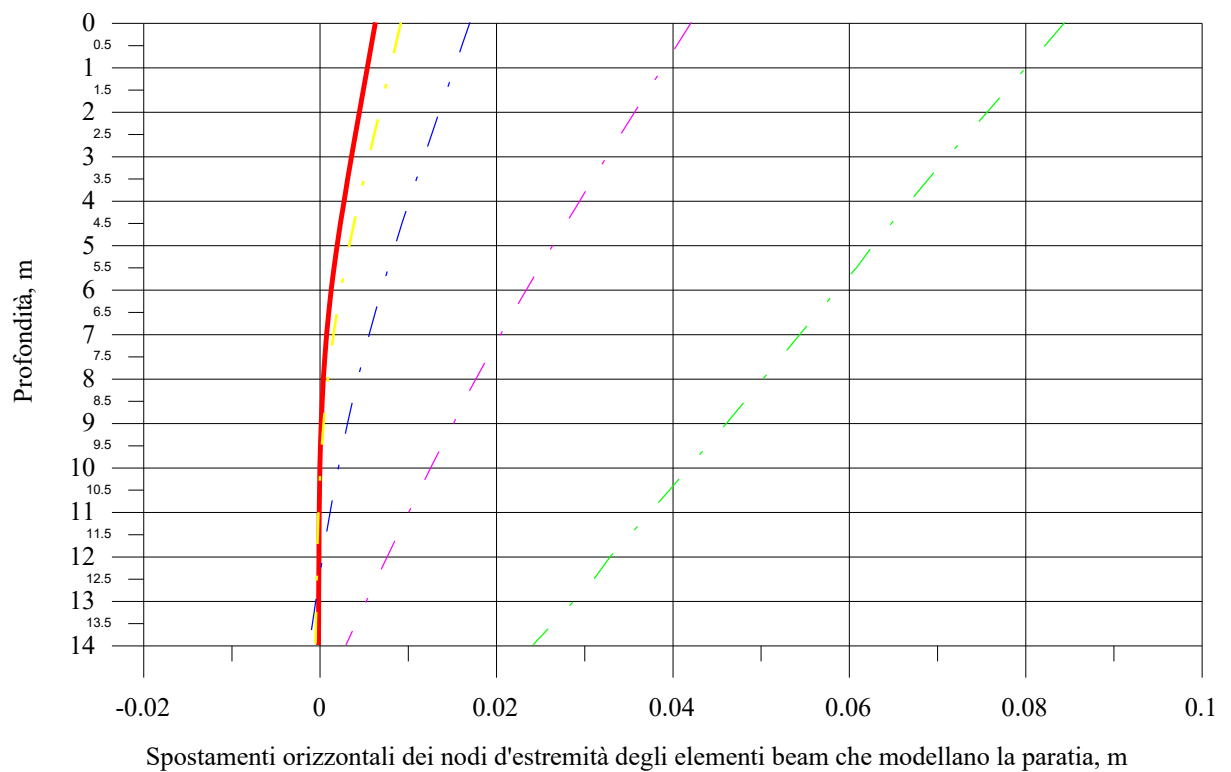
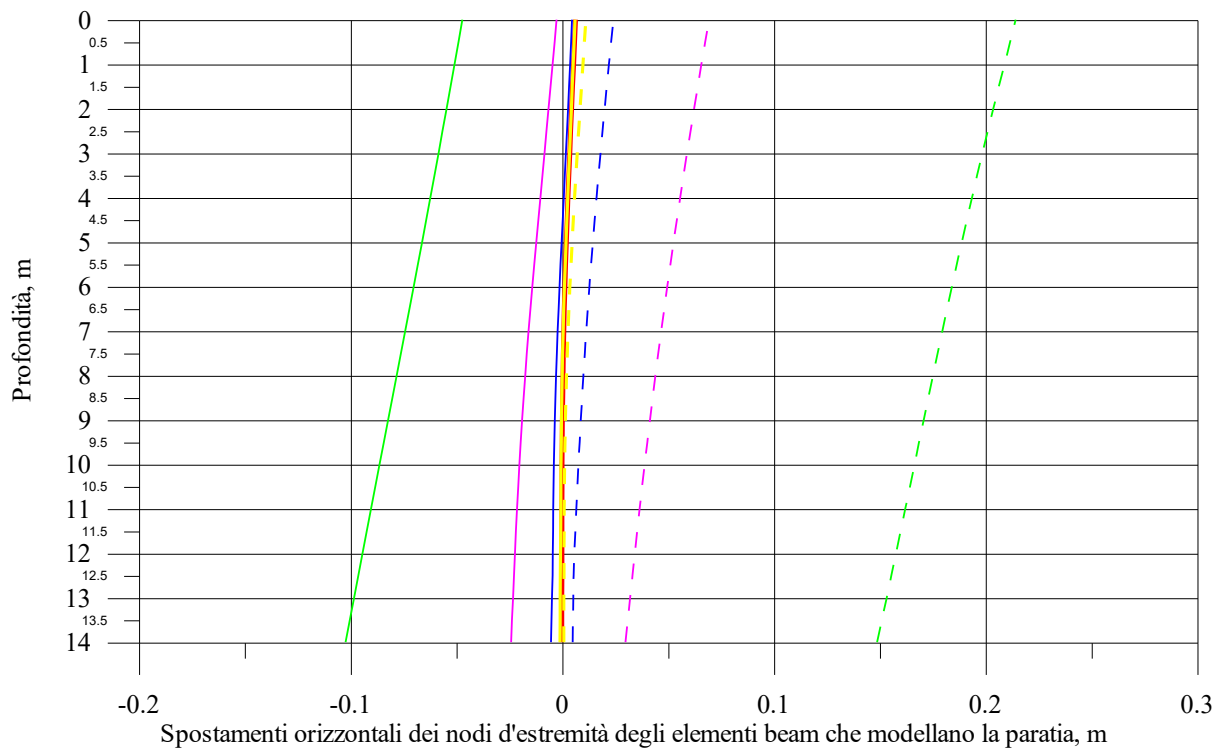
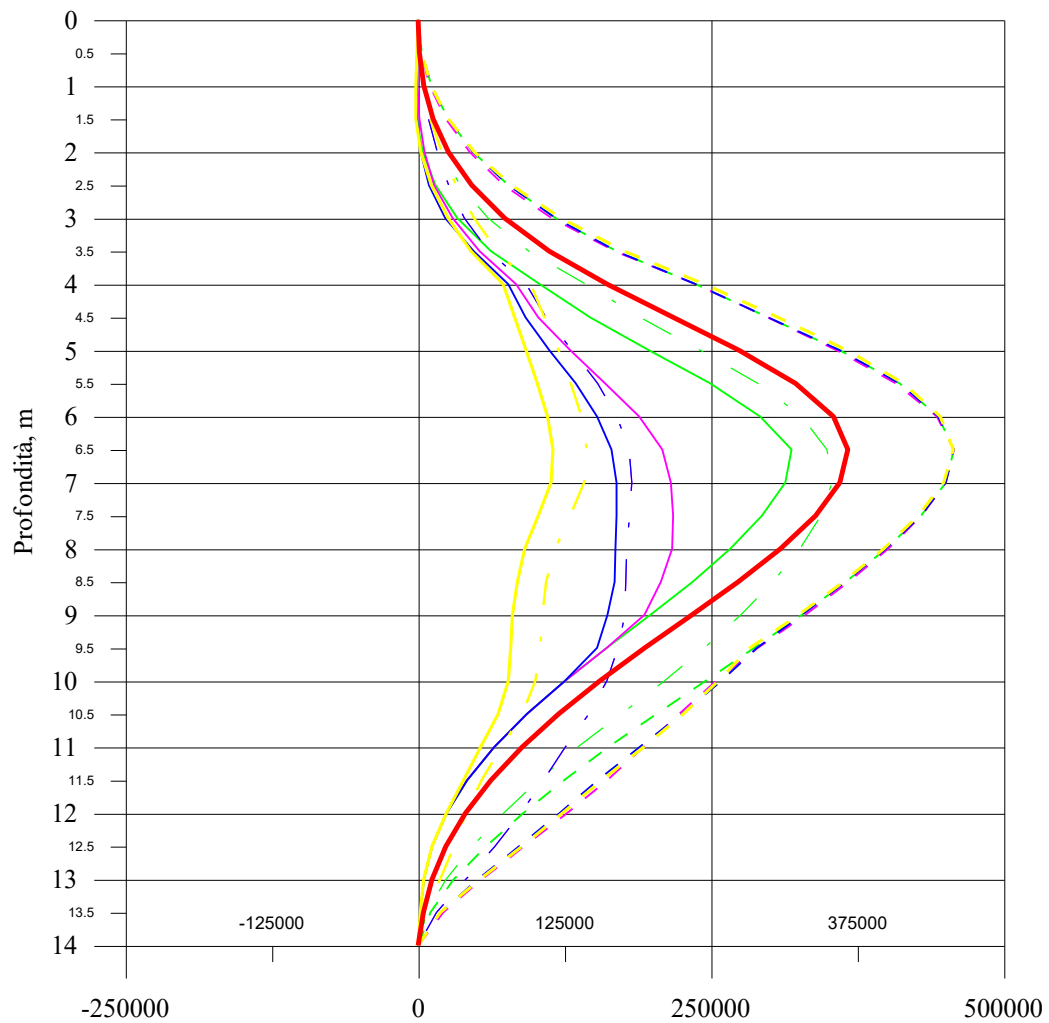


Fig. 6.34 Terreno C, spostamenti estremi (in alto) e residui (in basso) della paratia di sinistra



- Diagramma analisi statica
- $M_{Min}$  1 onda
- -  $M_{Max}$  1 onda
- .  $M_{Res}$  1 onda
- $M_{Min}$  3 onde
- -  $M_{Max}$  3 onde
- .  $M_{Res}$  3 onde
- $M_{Min}$  5 onde
- -  $M_{Max}$  5 onde
- .  $M_{Res}$  5 onde
- $M_{Min}$  10 onde
- -  $M_{Max}$  10 onde
- .  $M_{Res}$  10 onde

Fig. 6.35 Terreno C, involucri del momento flettente nelle paratie

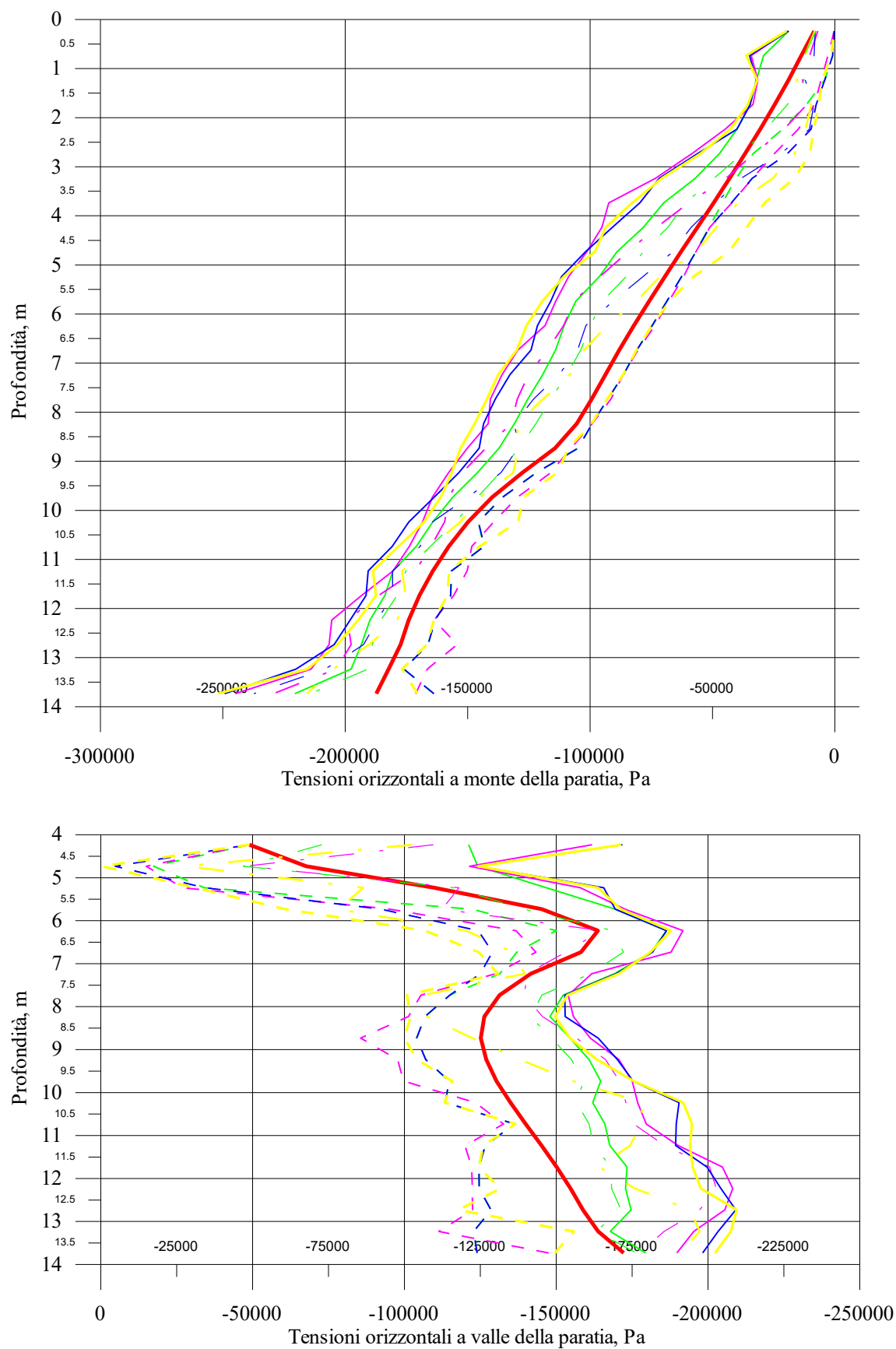


Fig. 6.36 Terreno C, involucri delle distribuzioni delle tensioni orizzontali sulle paratie

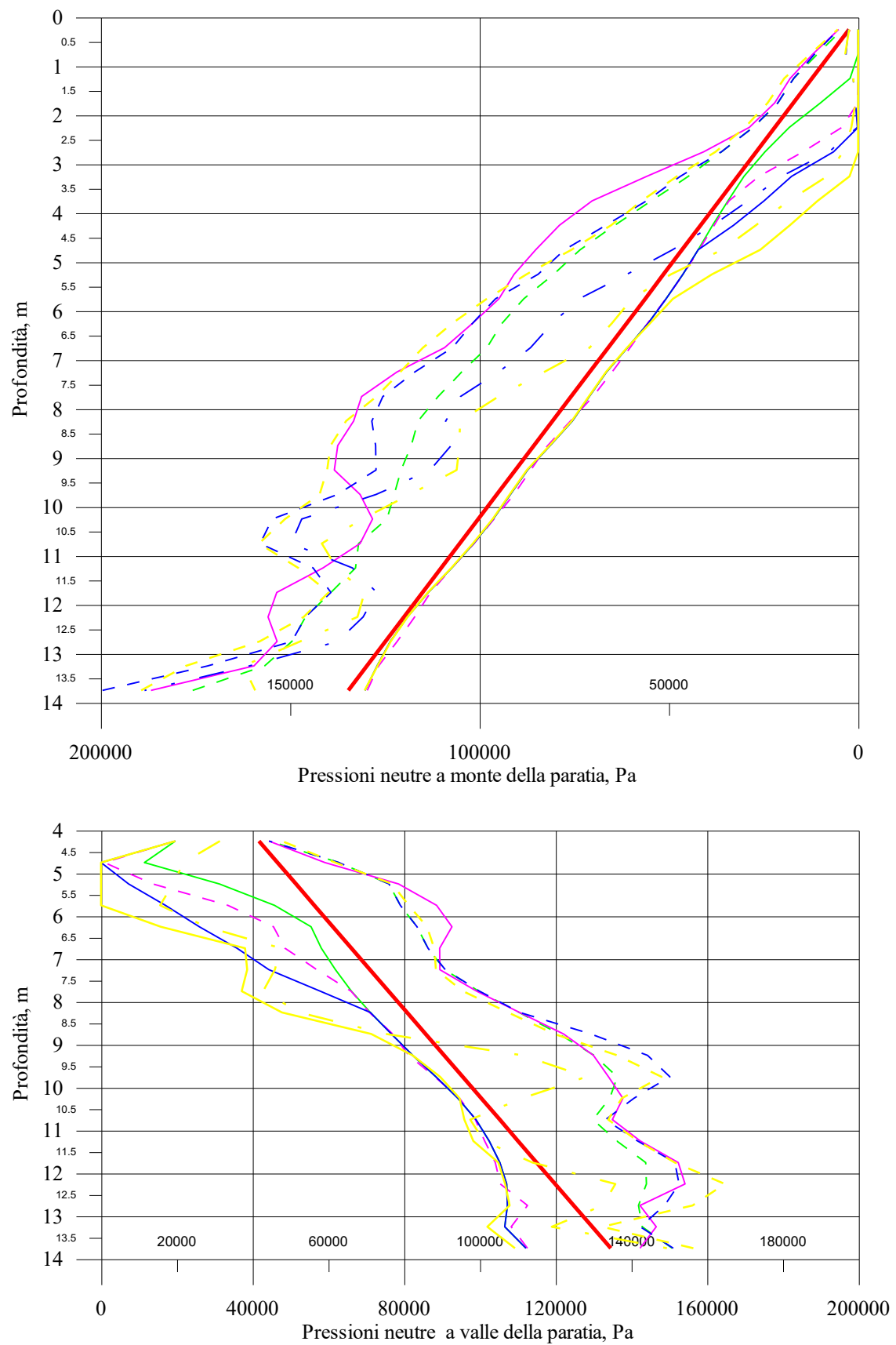


Fig. 6.37 Terreno C, involucri delle distribuzioni delle pressioni neutre negli elementi di terra a contatto con la paratia

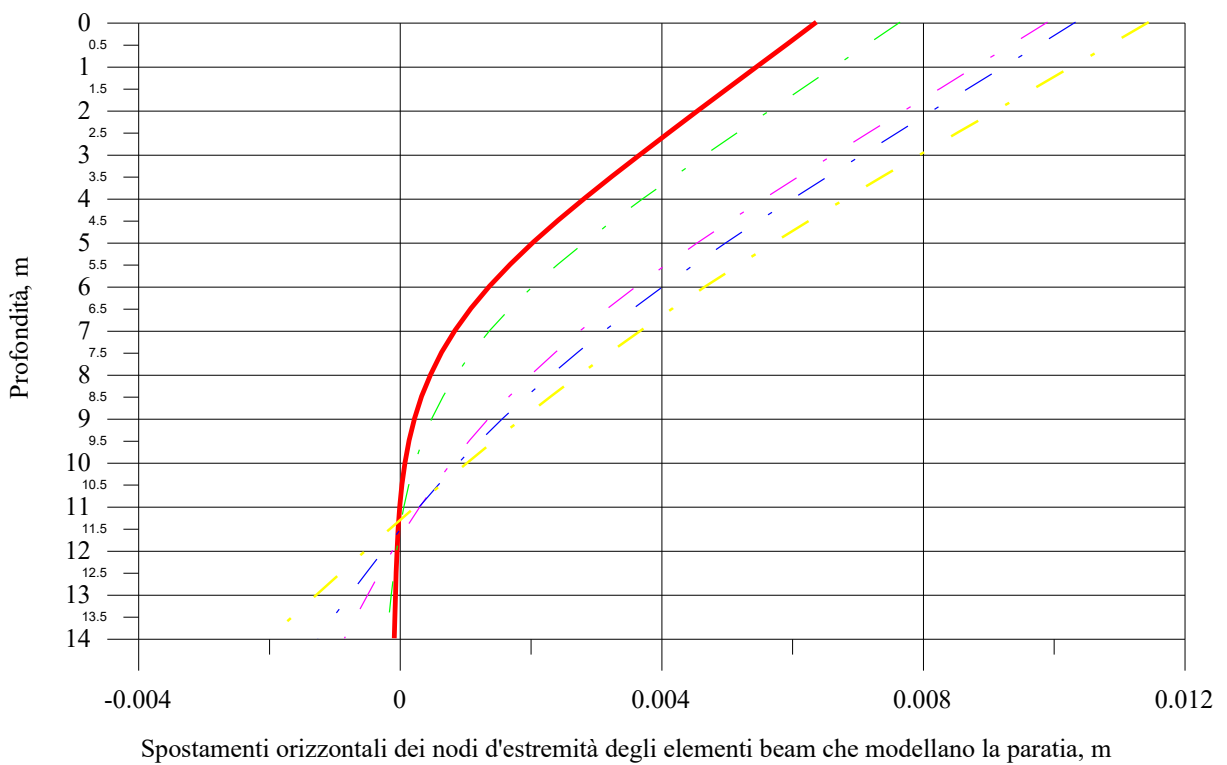
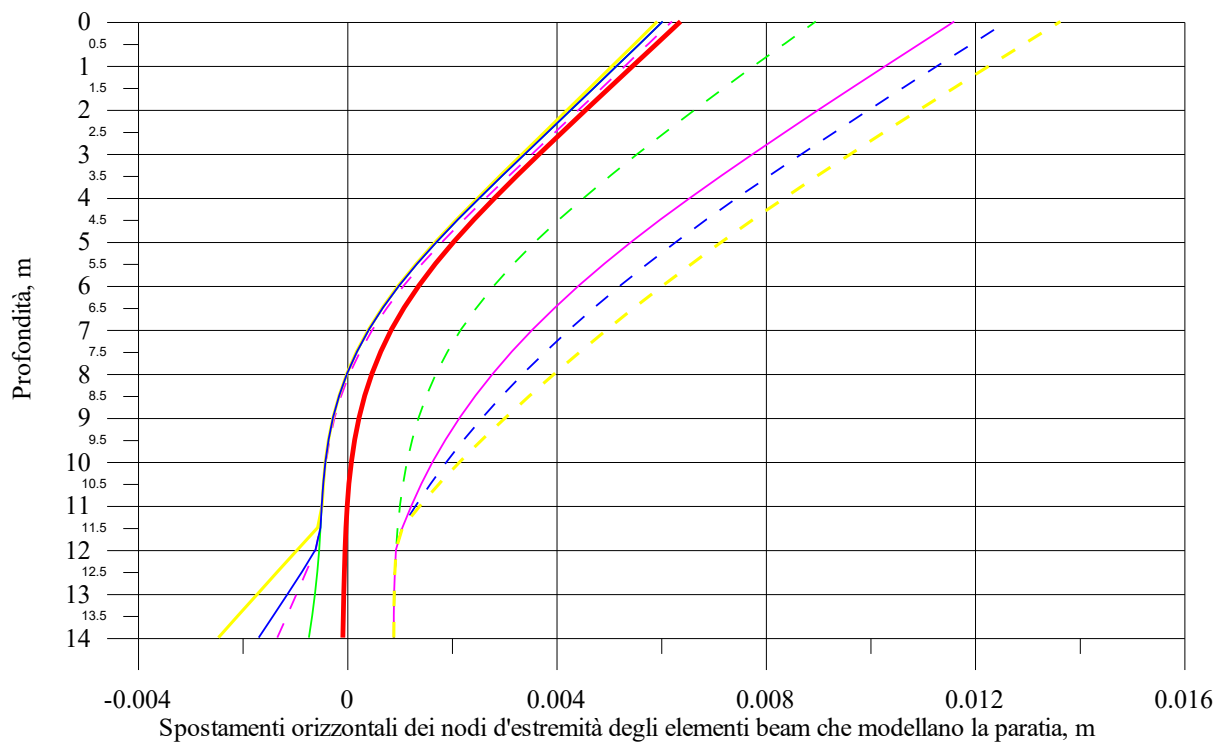


Fig. 6.38 Terreno C, spostamenti estremi (in alto) e residui (in basso) della paratia di sinistra



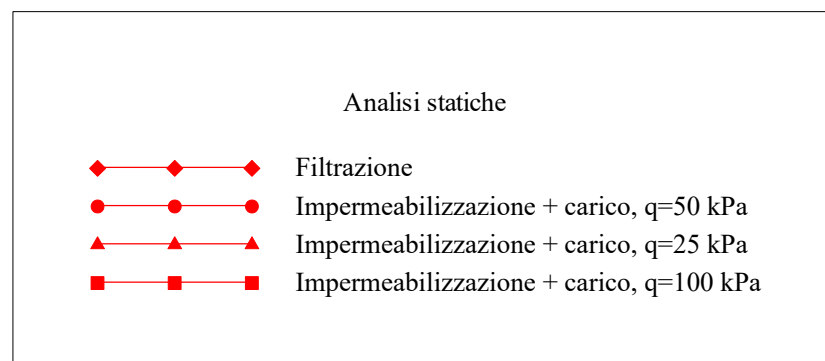
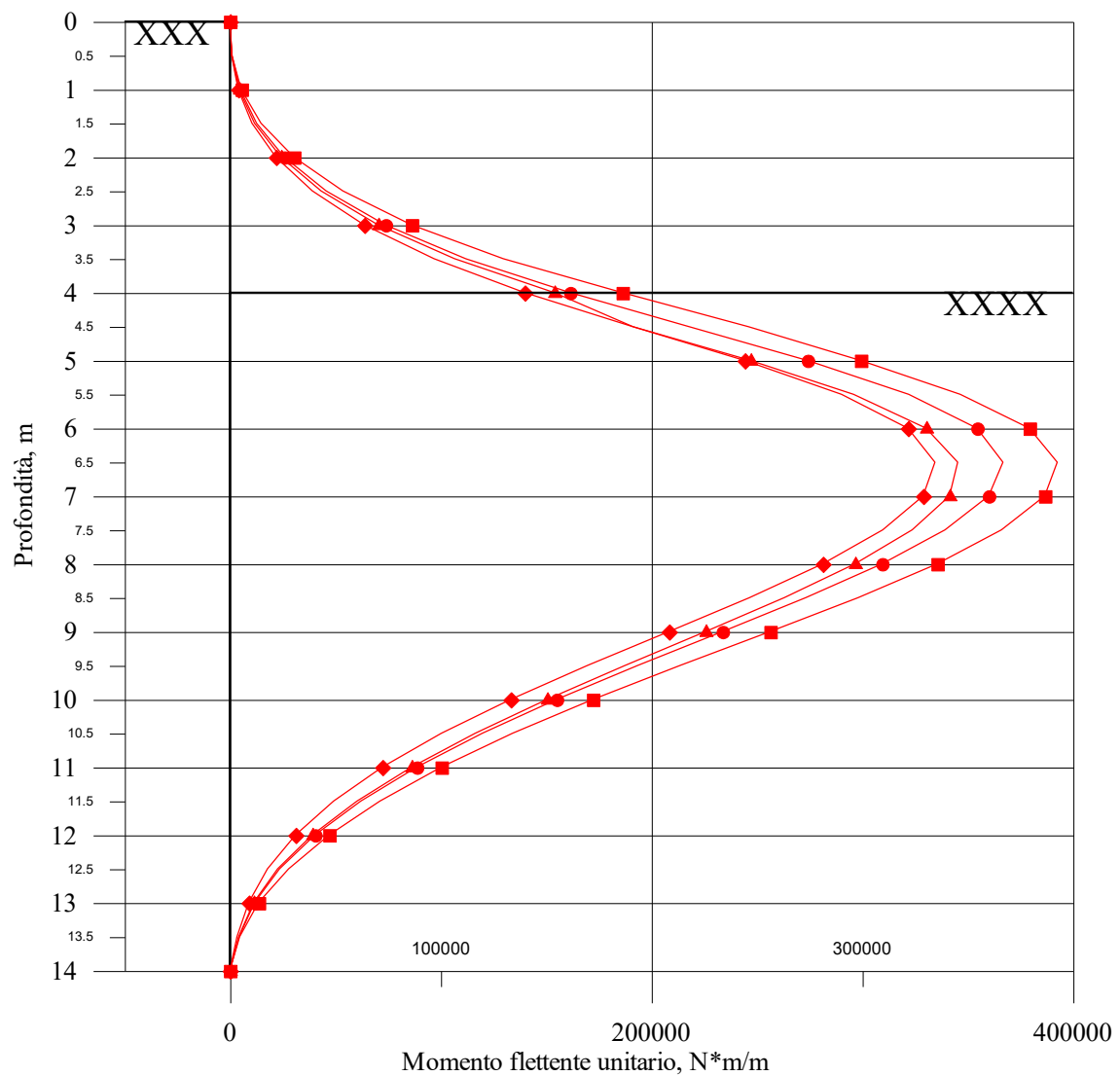


Fig. 6.39 Confronto tra opere diverse, andamento del momento flettente  
 Fig 6.40 Confronto tra opere diverse, tensioni a monte ed a valle della paratia  
 Fig 6.41 Confronto tra opere diverse, pressioni a monte ed a valle della paratia  
 Fig. 6.42 Confronto tra opere diverse, spostamenti orizzontali della paratia

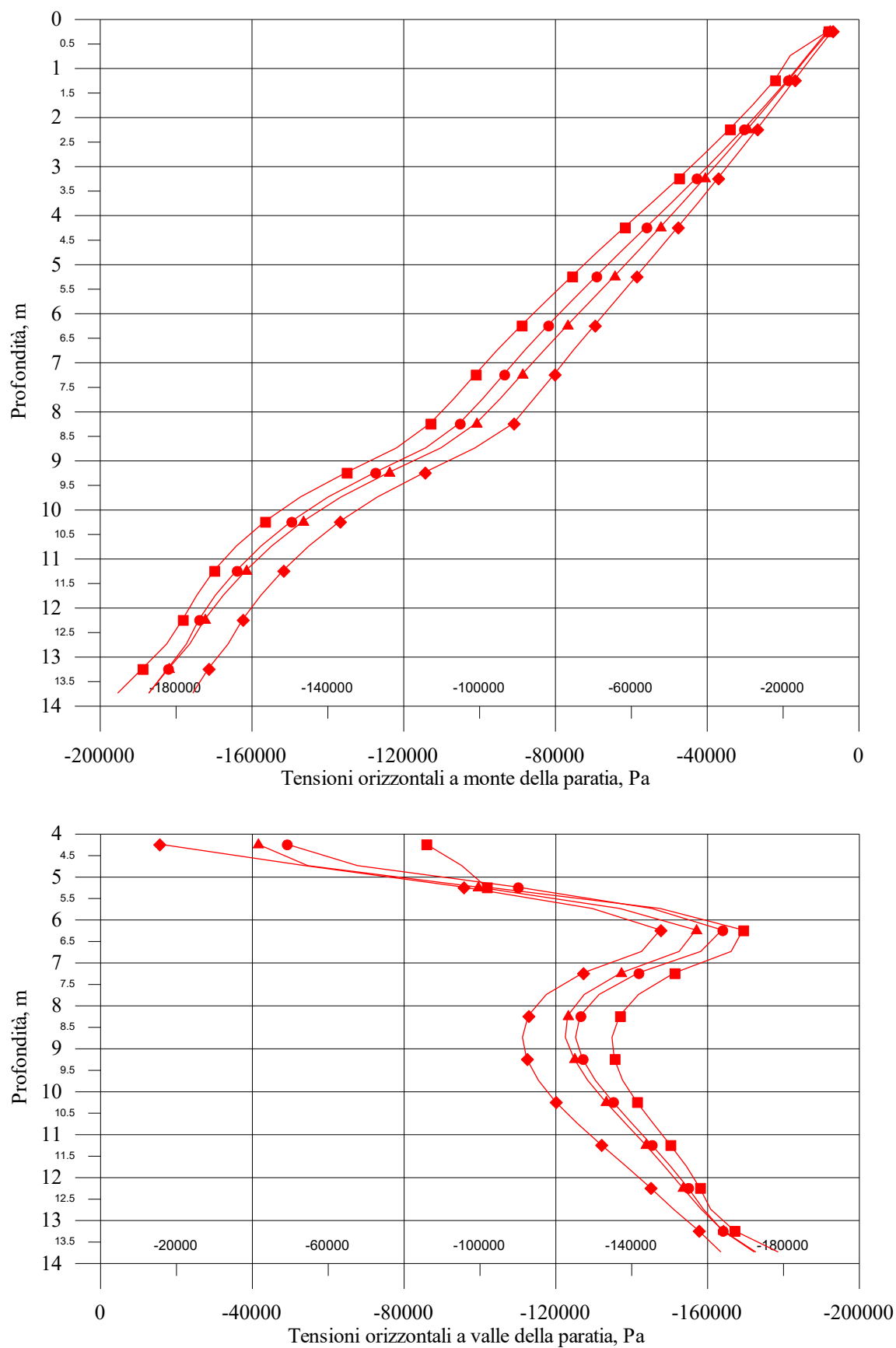


Fig. 6.40

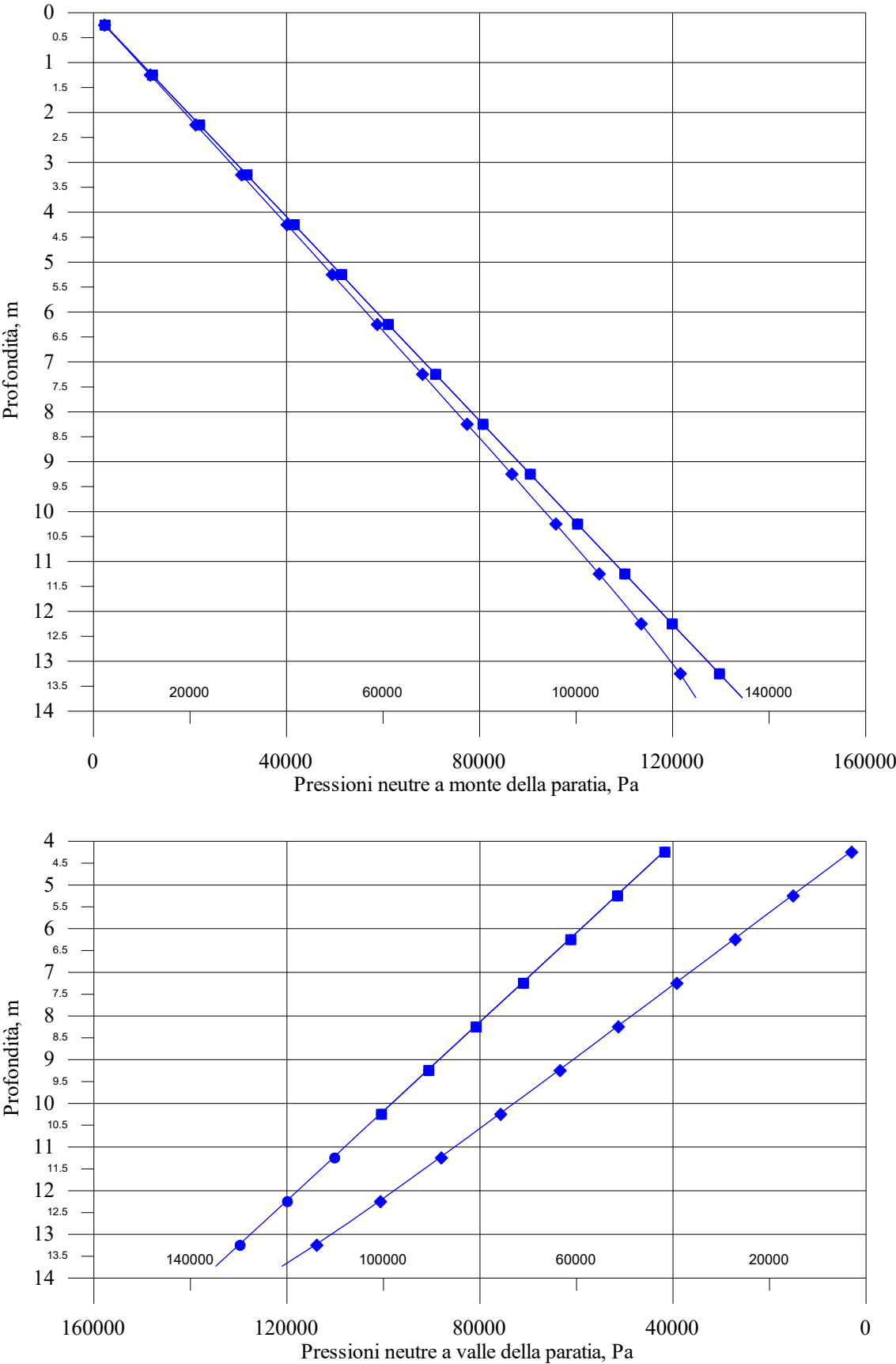


Fig. 6.41

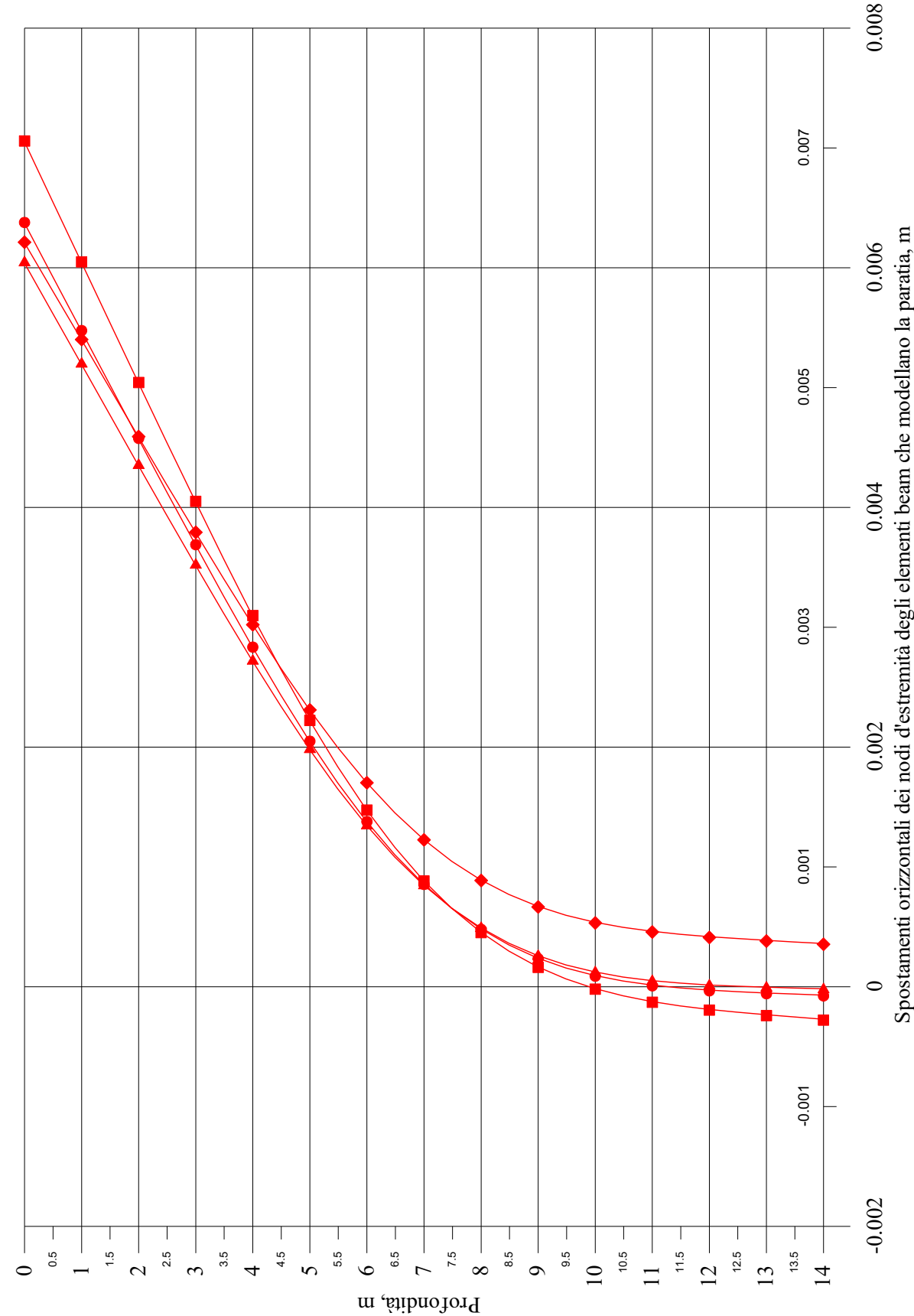
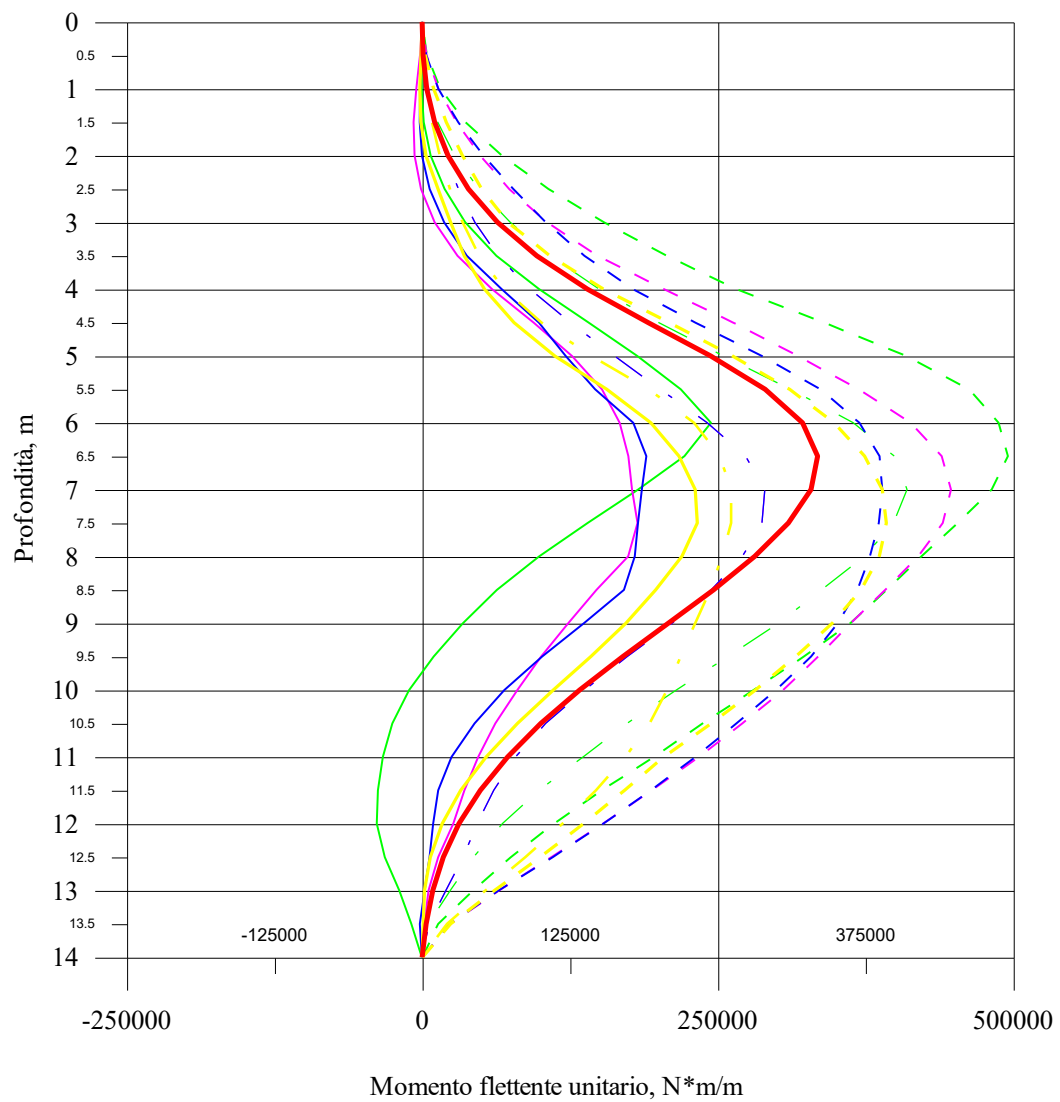


Fig. 6.42



Risultati per il caso di materiale granulare sotto falda  
(scavo non impermeabilizzato)

- Diagramma analisi statica
- $M_{Min}$   $f=1$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=1$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=1$  Hz
- $M_{Min}$   $f=2$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=2$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=2$  Hz
- $M_{Min}$   $f=4$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=4$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=4$  Hz
- $M_{Min}$   $f=8$  Hz
- - -  $M_{Max}$   $f=8$  Hz
- . -  $M_{Res}$   $f=8$  Hz

Fig. 6.43 Terreno C, involucri del momento flettente nelle paratie

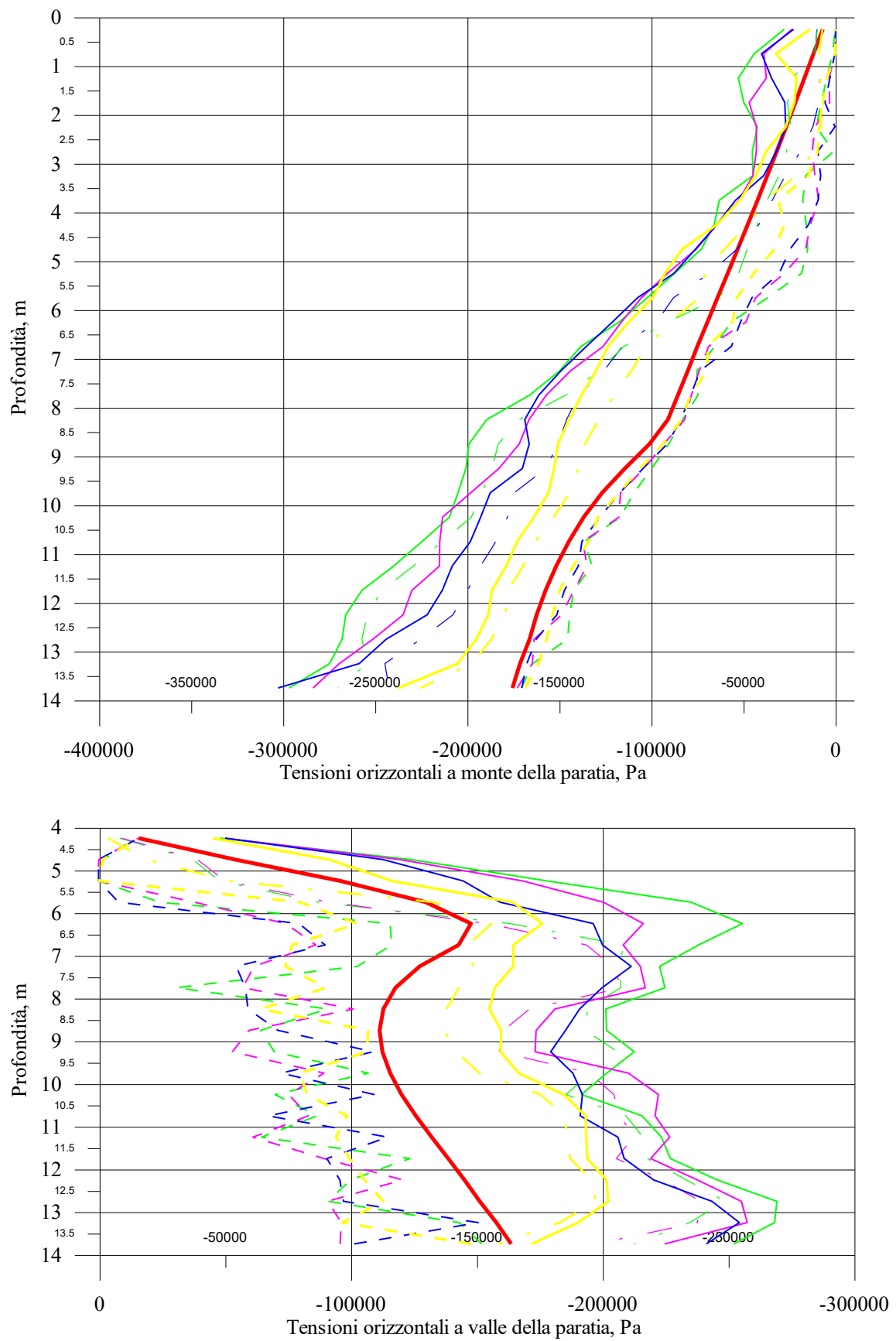


Fig. 6.44 Terreno C, involucri delle distribuzioni delle tensioni orizzontali sulle paratie

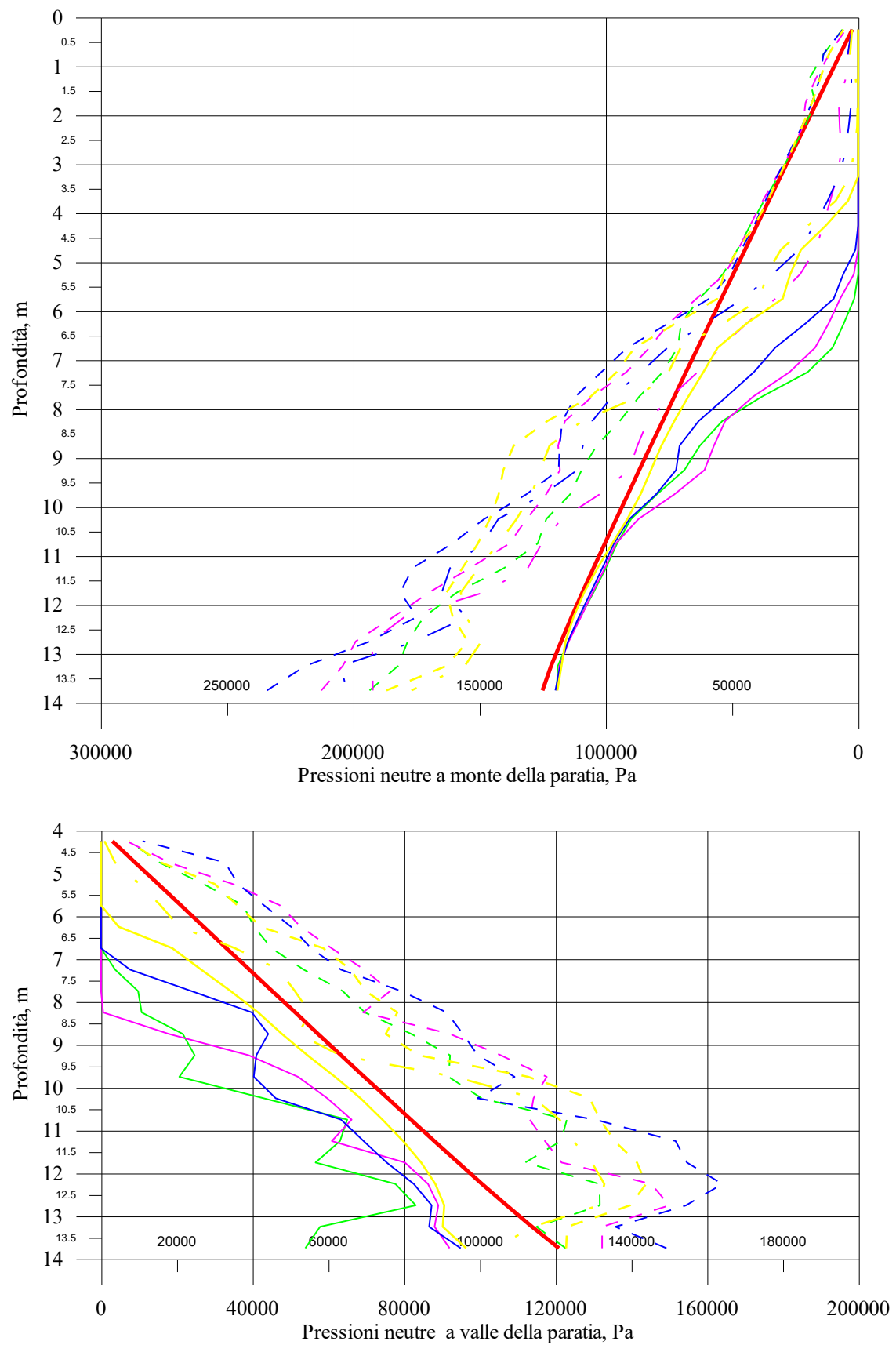


Fig. 6.45 Terreno C, involucri delle distribuzioni delle pressioni neutre negli elementi di terra a contatto con la paratia

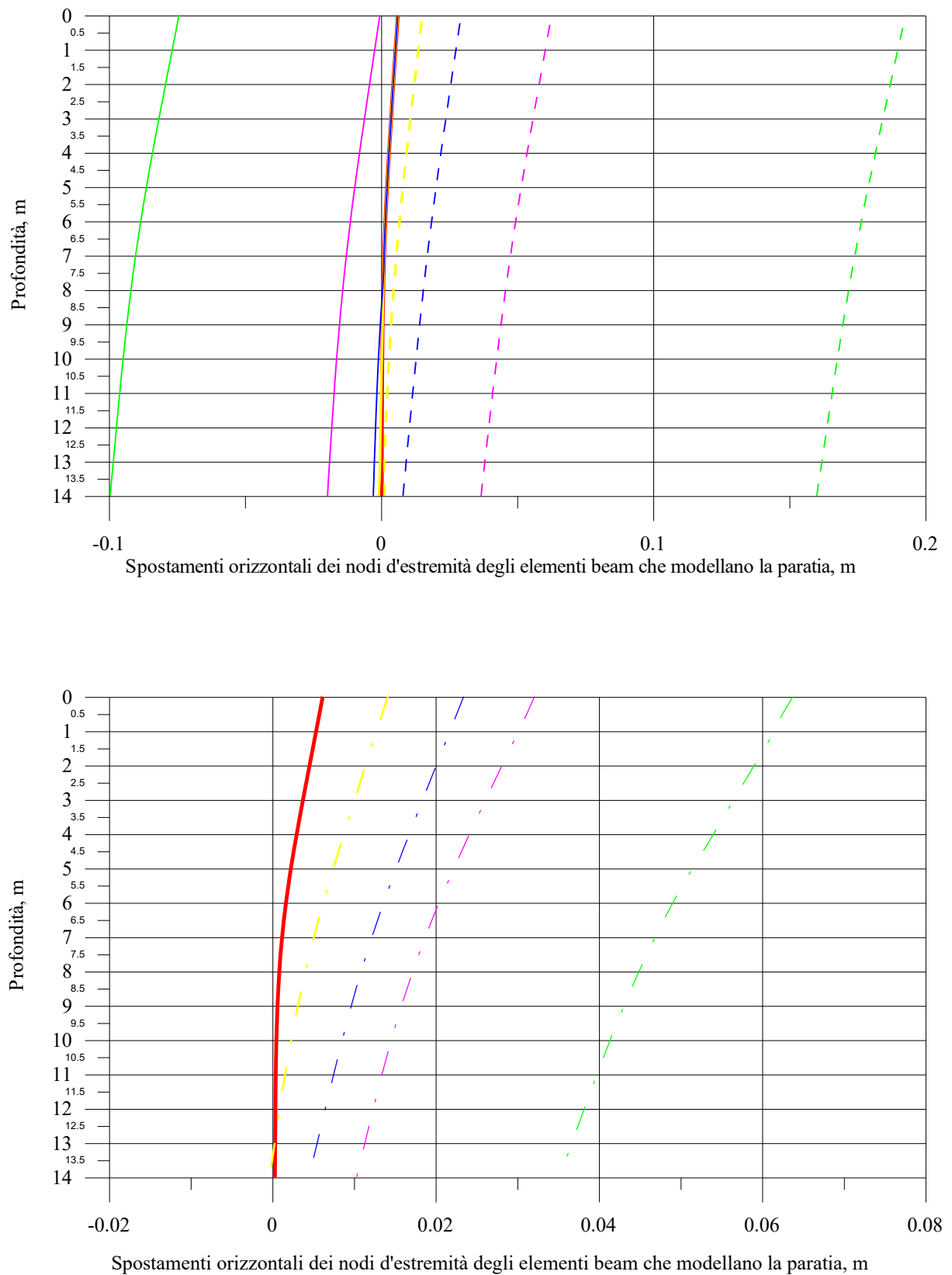


Fig. 6.46 Terreno C, spostamenti estremi (in alto) e residui (in basso) della paratia di sinistra



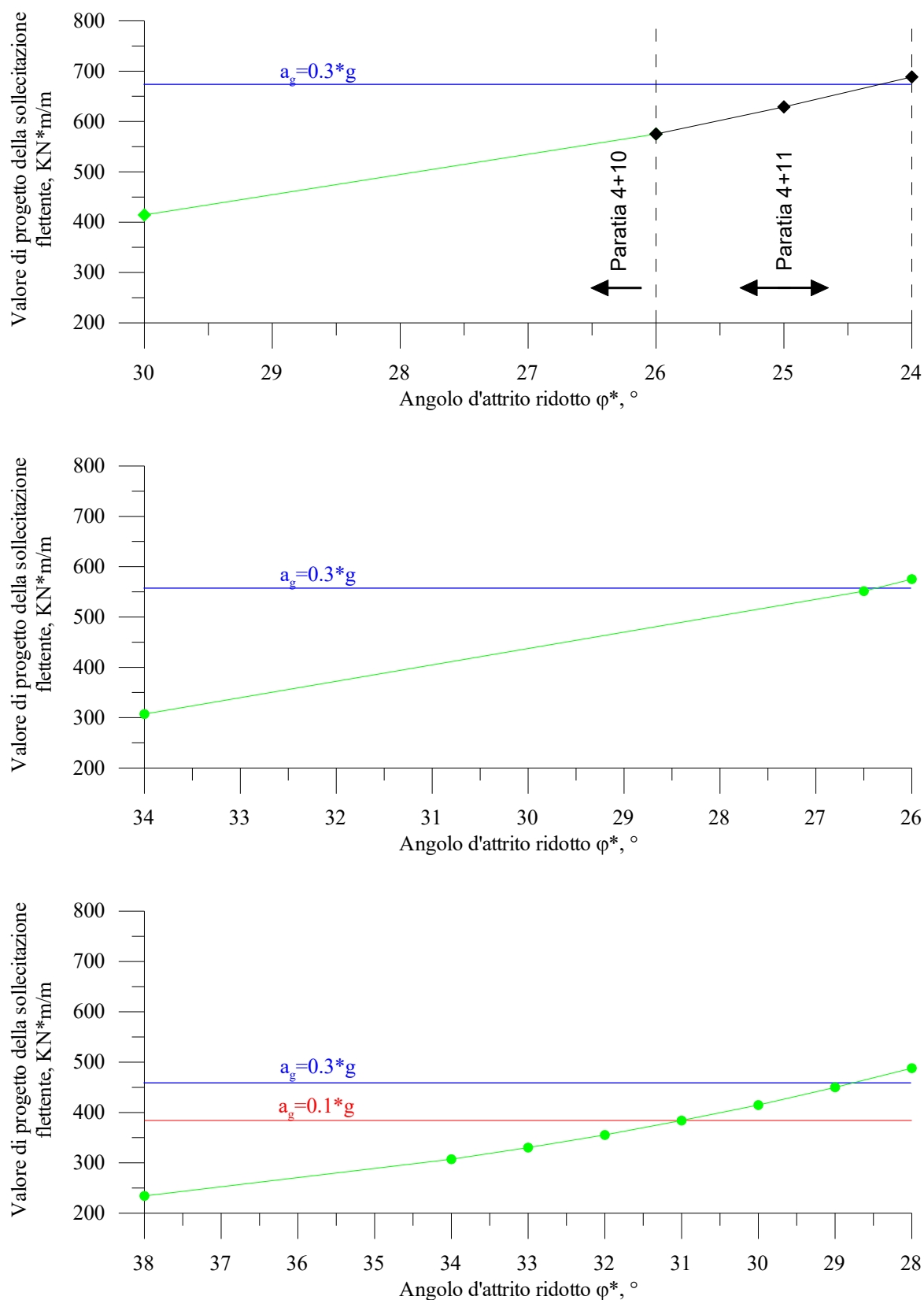
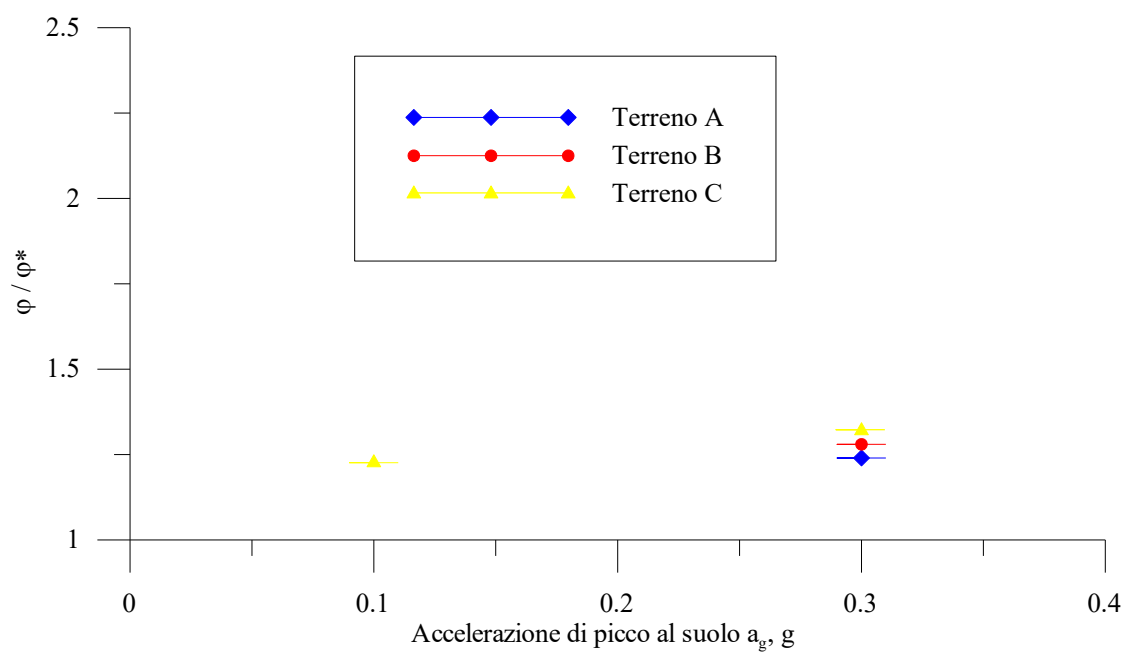


Fig. 6.47 Terreni A, B e C, risultati delle analisi pseudostatiche

Fig. 6.48 Grafico del rapporto  $\phi / \phi^*$

---

## Conclusioni

---

La ricerca condotta nell'ambito dei problemi della risposta sismica locale e del comportamento dinamico delle opere di sostegno ha consentito di mettere a punto una procedura di calcolo semplificata per la progettazione antisismica di quella classe di strutture che vengono solitamente indicate in letteratura come opere di sostegno flessibili.

Ciò nel rispondere ad un'esigenza diffusa nell'ambito professionale dove l'approccio pseudostatico che è proposto in praticamente tutte le normative mondiali per il calcolo sismico dei muri di sostegno, cioè quello che deriva dalla teoria di Mononobe-Okabe, non è infatti utilizzabile senza incertezze nel caso delle paratie.

Il problema, come noto, sta nel fatto che l'entità degli spostamenti delle opere flessibili non è in generale tale da mobilitare le condizioni di equilibrio limite cosicché assumere di trovarsi nelle condizioni ipotizzate nel metodo di Mononobe-Okabe può facilmente condurre a risultati delle analisi non conservativi, anche considerando che nessuna indicazione precisa viene fornita dalle normative circa il regime di spinta da assumere per la parte immersa della paratia, sia a monte (condizioni attive) che a valle (condizioni passive).

Il caso di paratie a sbalzo in calcestruzzo armato in terreni incoerenti è stato sviluppato in modo completo sia per quanto riguarda la situazione di opere sopra falda sia quella di opere sotto falda. Nel quinto capitolo della Tesi vengono peraltro riportati i risultati di analisi condotte per il caso di paratie in terreni a grana fine. Nello specifico, il lavoro non è stato evidentemente finalizzato all'individuazione di una procedura per l'esecuzione di analisi pseudostatiche bensì ad una valutazione dell'amplificazione per effetto del sisma della sollecitazione flettente e degli spostamenti di progetto oltre che ad un confronto con i risultati ottenuti per i terreni granulari.

Dagli studi fatti come detto emerge la possibilità di condurre delle analisi pseudostatiche con codici che consentano l'implementazione di classici modelli discontinui con l'elemento strutturale vincolato da un insieme di molle elasto-plastiche orizzontali (ad esempio, PARATIE, Ce.A.S., 1997). I coefficienti di spinta devono peraltro essere calcolati con riferimento a valori ridotti dell'angolo di resistenza al taglio del terreno per tenere conto in modo adeguato della sollecitazione sismica che genera un incremento della spinta attiva ed una riduzione della spinta passiva.

L'alternativa, allo stato dell'arte attuale e vista la carenza di indicazioni da parte della normativa di riferimento, al fine di progettare in modo sicuro ed economico un'opera di

sostegno flessibile appare rappresentata da analisi numeriche sofisticate del modello, nel dominio del tempo, che rappresentino il terreno come un mezzo continuo, eventualmente con leggi costitutive avanzate che permettano di cogliere gli effetti di sollecitazioni di tipo ciclico, al cui interno si propaga l'onda sismica.

Il criterio che proponiamo per modificare l'angolo d'attrito nasce proprio a valle di una sperimentazione numerica di questo tipo, eseguita mediante il modulo dinamico del codice di calcolo alle differenze finite FLAC (Itasca, 1996) che oltre a fornire una base di dati per il confronto ha evidenziato i fattori da cui dipende la risposta dell'opera di sostegno all'eccitazione sismica.

Ai fini delle analisi parametriche sono stati considerati tre differenti valori del grado di addensamento della sabbia in modo da investigare in modo completo il campo di variazione della resistenza per questo tipo di materiali.

I risultati delle analisi hanno mostrato una forte dipendenza della risposta, in termini dei momenti flettenti e degli spostamenti di progetto, dal contenuto in frequenza dell'input sismico, paragonabile a quella dal valore dell'accelerazione di picco al suolo considerato nelle analisi. Ciò indipendentemente dallo stato di addensamento e dalla rigidità del terreno.

Questo aspetto viene evidenziato, tra gli altri, perché non trova riscontro nella a dire la verità scarsa letteratura disponibile sugli argomenti della Tesi.

In dettaglio il criterio proposto per la conduzione di analisi pseudostatiche individua in funzione del valore dell'accelerazione di picco al suolo attesa dei coefficienti di riduzione dell'angolo di resistenza al taglio del terreno determinabile dalle normali prove di resistenza (triassiali e di taglio).

La novità del criterio si somma all'originalità del metodo di conduzione dell'analisi semplificata che invece di simulare il sisma con un insieme di forze statiche equivalenti, come solitamente avviene in altri settori dell'ingegneria civile, modella il fenomeno di interazione considerando per il terreno una resistenza inferiore rispetto al caso statico.

Bisogna del resto precisare che il criterio sebbene indipendente dalle caratteristiche di addensamento e di rigidità dei materiali considerate è differente nei due casi esaminati di paratie sopra falda e sotto falda.

Nel caso di paratie sotto falda gli effetti del sisma sono più contenuti mentre un ruolo importante è rivestito dalle condizioni idrauliche iniziali piuttosto che dalla scelta della legge costitutiva scelta impiegata per la determinazione pressioni interstiziali indotte nei cicli associati al passaggio dell'onda sismica.

E' stato infatti mostrato come l'influenza sui risultati di scelte apparentemente importanti come quella della legge costitutiva per lo studio del comportamento in condizioni cicliche sia in realtà modesta in termini di risultati "globali" ovvero delle grandezze che di fatto descrivono il comportamento in esercizio della paratia quali le sollecitazioni flettenti e gli spostamenti di progetto.

Dai confronti eseguiti emerge pertanto la possibilità di impiego del modello di Mohr-Coulomb al posto del modello di Finn quando si debba effettuare una valutazione di massima della sollecitazione flettente e degli spostamenti della paratia ammesso che non si sia contemporaneamente interessati a valutare in modo "esatto" il regime delle pressioni interstiziali a ridosso dell'opera di sostegno ovvero le spinte agenti su di essa.

## Appendice A

# METODI DELL'EQUILIBRIO LIMITE PER L'ANALISI DI PARATIE IN TERRENI INCOERENTI ASCIUTTI

### A.1 Paratie a sbalzo

Sistema risolvante per la determinazione della profondità di infissione  $d$  e della profondità rispetto al fondo dello scavo del centro di rotazione  $C$  della paratia (rispettivamente equazioni di equilibrio alla traslazione e di equilibrio dei momenti rispetto al piede della paratia):

$$\begin{cases} S_{a,1} - S_{a,2} = S_{p,1} - S_{p,2} \\ S_{a,1} \cdot b_{a,1} + S_{p,2} \cdot b_{p,2} - (S_{p,1} \cdot b_{p,1} + S_{a,2} \cdot b_{a,2}) = 0 \end{cases} \quad (A.1)$$

con

$$S_{a,1} = \frac{\gamma \cdot K_a \cdot (h_s + y)^2}{2} \quad (A.2)$$

$$S_{p,1} = \frac{\gamma \cdot K_p^* \cdot y^2}{2} \quad (A.3)$$

$$S_{a,2} = \frac{\gamma \cdot K_a}{2} \cdot (d^2 - y^2) \quad (A.4)$$

$$S_{p,2} = \frac{\gamma \cdot K_p^* \cdot (h_s + d)^2}{2} - \frac{\gamma \cdot K_p^* \cdot (h_s + y)^2}{2} \quad (A.5)$$

$$b_{a,1} = d - y + \frac{h_s + y}{3} = \frac{3d + h_s - 2y}{3} \quad (A.6)$$

$$b_{p,1} = d - y + \frac{y}{3} = \frac{3d - 2y}{3} \quad (A.7)$$

$$b_{a,2} = \frac{x}{3} \cdot \frac{2y + d}{y + d} \quad (A.8)$$

$$b_{p,2} = \frac{x}{3} \cdot \frac{3h_s + 2y + d}{2h_s + y + d} \quad (\text{A.9})$$

Fig. a

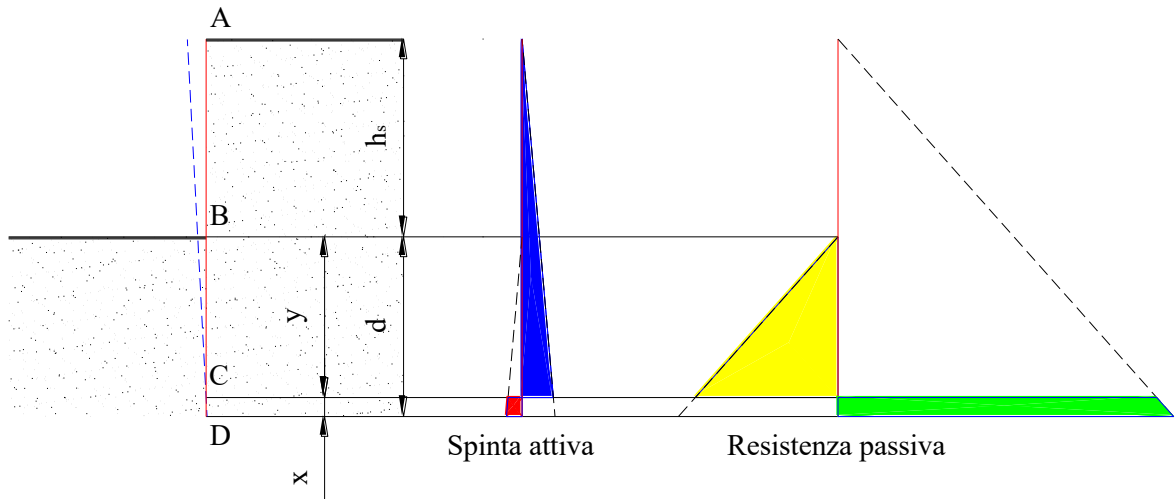


Fig. b

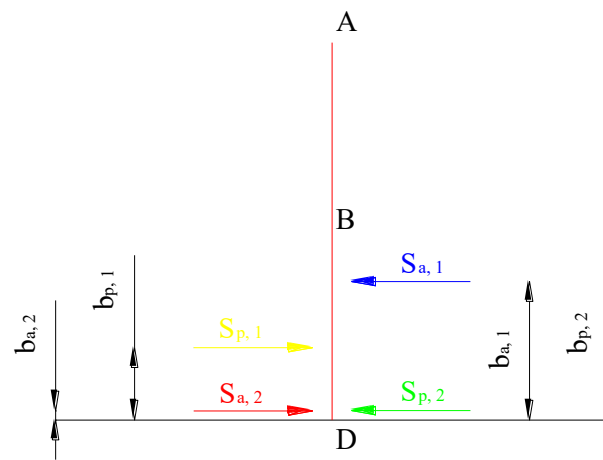


Fig. A.1 Paratia a sbalzo: a) diagrammi di spinta; b) schema di calcolo

## A.2 Paratie ancorate

### A.2.1 Metodo dell'estremo libero

Equazione risolvente per la determinazione della profondità di infissione  $d$  della paratia (equazione di equilibrio dei momenti rispetto al punto di applicazione della reazione dell'ancoraggio  $R_A$ ):

$$S_a \cdot b_a - S_p \cdot b_p = 0 \quad (A.10)$$

con

$$S_a = \frac{\gamma \cdot K_a \cdot (h_s + d)^2}{2} \quad (A.11)$$

$$S_p = \frac{\gamma \cdot K_p^* \cdot d^2}{2} \quad (A.12)$$

$$b_a = \frac{2}{3} \cdot (h_s + d) - a \quad (A.13)$$

$$b_p = (h_s - a) + \frac{2d}{3} \quad (A.14)$$

Equazione risolvente per la determinazione di  $R_A$  (equazione di equilibrio alla traslazione della paratia):

$$S_a - S_p = R_A \quad (A.15)$$



Fig. a

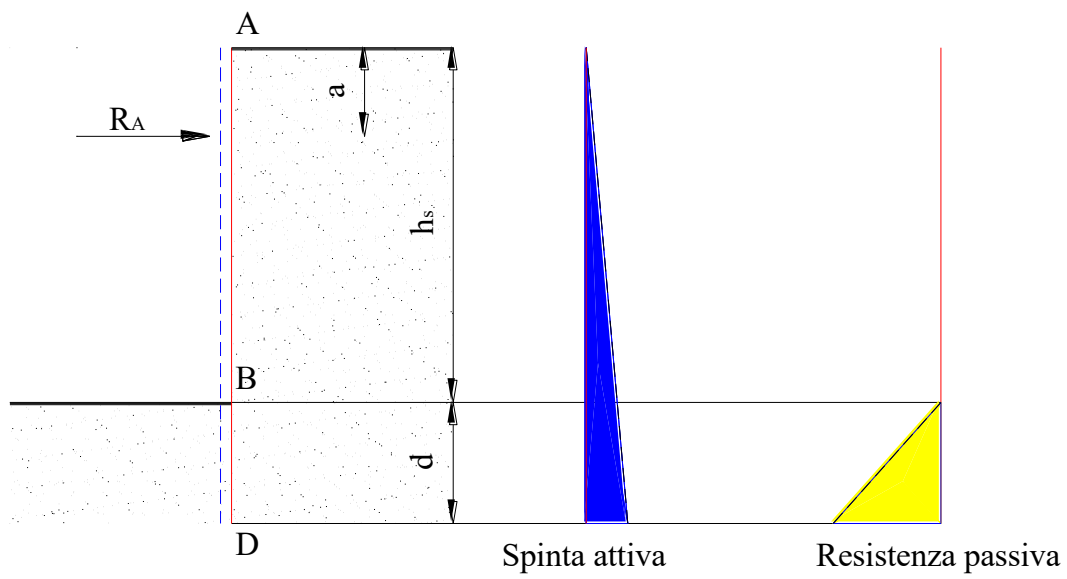


Fig. b

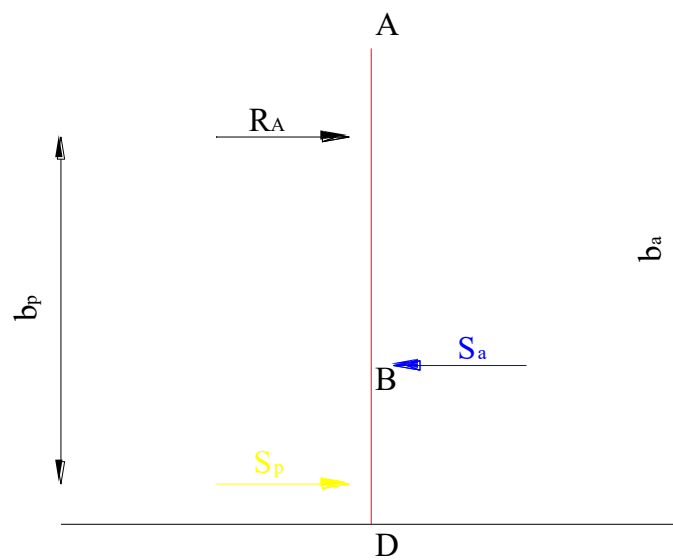


Fig. A.2 Metodo dell'estremo libero: a) diagrammi di spinta; b) schema di calcolo

## A.2.2 Metodo dell'estremo incastrato

Equazione risolvente per la determinazione della sollecitazione di taglio  $R_C$  in C, pto di flesso inferiore della deformata della paratia (equazione di equilibrio dei momenti rispetto al punto di applicazione della reazione dell'ancoraggio  $R_A$ ):

$$R_C \cdot (h_s + y - a) = S_{a,1} \cdot b_{a,1} - S_{p,1} \cdot b_{p,1} \quad (A.16)$$

con

$$S_{a,1} = \frac{\gamma \cdot K_a \cdot (h_s + y)^2}{2} \quad (A.17)$$

$$S_{p,1} = \frac{\gamma \cdot K_p^* \cdot y^2}{2} \quad (A.18)$$

$$b_{a,1} = \left( \frac{2 \cdot (h_s + y)}{3} - a \right) \quad (A.19)$$

$$b_{p,1} = \left( h_s - a + \frac{2y}{3} \right) \quad (A.20)$$

Equazione risolvente per la determinazione di  $R_A$  (equazione di equilibrio alla traslazione della parte superiore della trave equivalente):

$$R_A = S_{a,1} - (S_{p,1} + R_C) \quad (A.21)$$

Equazione risolvente per la determinazione della profondità di infissione  $d$  della paratia (equazione di equilibrio dei momenti rispetto al piede della paratia del sistema di forze applicato alla parte inferiore della trave equivalente):

$$R_C \cdot x + S_{a,2} \cdot b_{a,2} - S_{p,2} \cdot b_{p,2} = 0 \quad (A.22)$$

con

$$S_{a,2} = \frac{\gamma \cdot K_a \cdot (h_s + d)^2}{2} - S_{a,1} \quad (A.23)$$

$$S_{p,2} = \frac{\gamma \cdot K_p^* \cdot d^2}{2} - S_{p,1} \quad (A.23)$$

$$x = d - y \quad (A.24)$$

$$b_{a,2} = \frac{x}{3} \cdot \frac{(3h_s + 2y + d)}{(2h_s + y + d)} \quad (A.25)$$

$$b_{p,2} = \frac{x}{3} \cdot \frac{(2y + d)}{(y + d)} \quad (A.26)$$

Fig. a

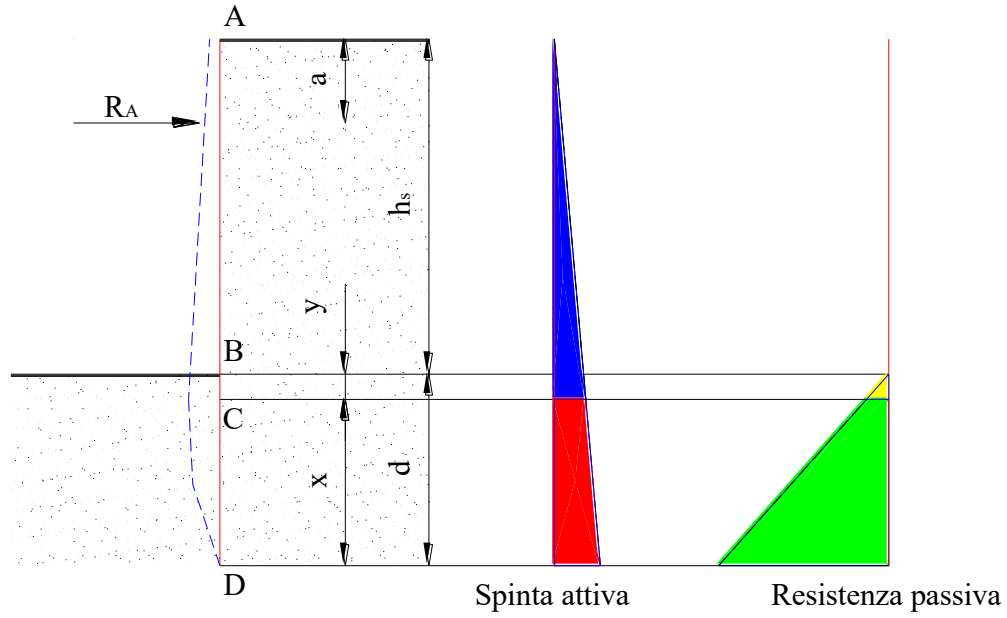


Fig. b

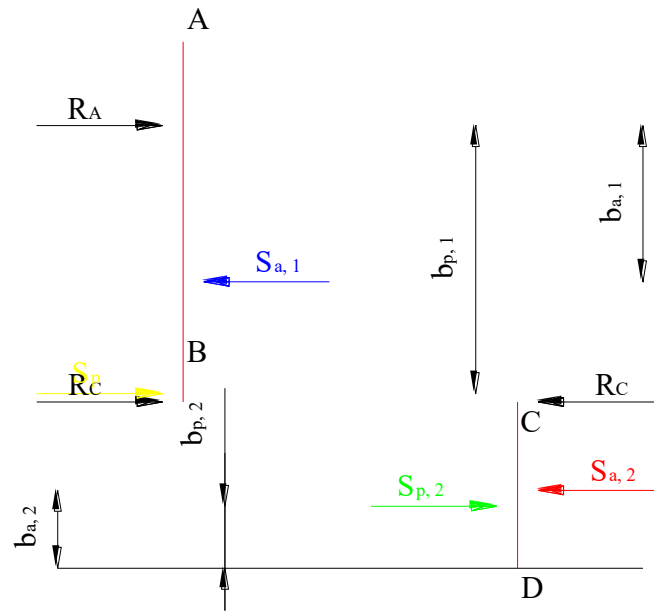


Fig. A.3 Metodo dell'estremo incastrato: a) diagrammi di spinta; b) schema di calcolo

## Appendice B

# INFLUENZA DELLA PROFONDITA' DI INFISSIONE DI PARATIE A SBALZO SULLA DISTRIBUZIONE DEI MOMENTI FLETTENTI IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO

### B.1 Analisi semplificate

Il sistema più immediato per la determinazione dei momenti flettenti agenti in condizioni d'esercizio su una paratia a sbalzo consiste nell'adottare schemi statici del tipo di quello nella Figura B.1.

Si tratta peraltro di un modello che pur con tutti i suoi limiti viene correntemente impiegato nella pratica professionale.

Nel caso in esame ovvero quello dei terreni incoerenti asciutti, se si indica con  $z$  la profondità calcolata a partire dalla testa della paratia, ad ogni modo si ricava:

$$M(z) = \begin{cases} \frac{\gamma K_a}{6} \cdot z^3 & 0 \leq z \leq h_s \\ \frac{\gamma K_a}{6} \cdot z^3 - \frac{\gamma K_p}{6} \cdot (z - h_s)^3 & h_s \leq z \leq L \end{cases} \quad (B.1)$$

Secondo una notazione consueta i simboli  $M$  ed  $h_s$  indicano rispettivamente il momento flettente e l'altezza di scavo.

Si noti come la seguente condizione di annullamento del momento flettente al piede della paratia

$$M(z = L) = 0 \Rightarrow K_a L^3 - K_p d^3 = 0 \Rightarrow d = L \cdot \sqrt[3]{\frac{K_a}{K_p}} \quad (B.2)$$

non fornisca in generale l'uguaglianza tra spinta attiva e resistenza passiva.

La stessa risulta verificata se si ha contemporaneamente:

$$d = L \cdot \sqrt{\frac{K_a}{K_p}} \quad (B.3)$$

Ciò perché adottare lo schema della Figura B.1 equivale a supporre la coincidenza tra il centro di rotazione della paratia ed il piede della stessa. Più correttamente bisognerebbe riferirsi allo schema illustrato nel paragrafo A.1.

Essendo nello specifico interessati a valutare come si modificano la posizione ed il valore del momento flettente massimo per valori della profondità di infissione  $d$  maggiori di quello che si ricava dall'equazione B.2 continueremo tuttavia a ragionare sullo schema semplificato di partenza riportato di seguito.

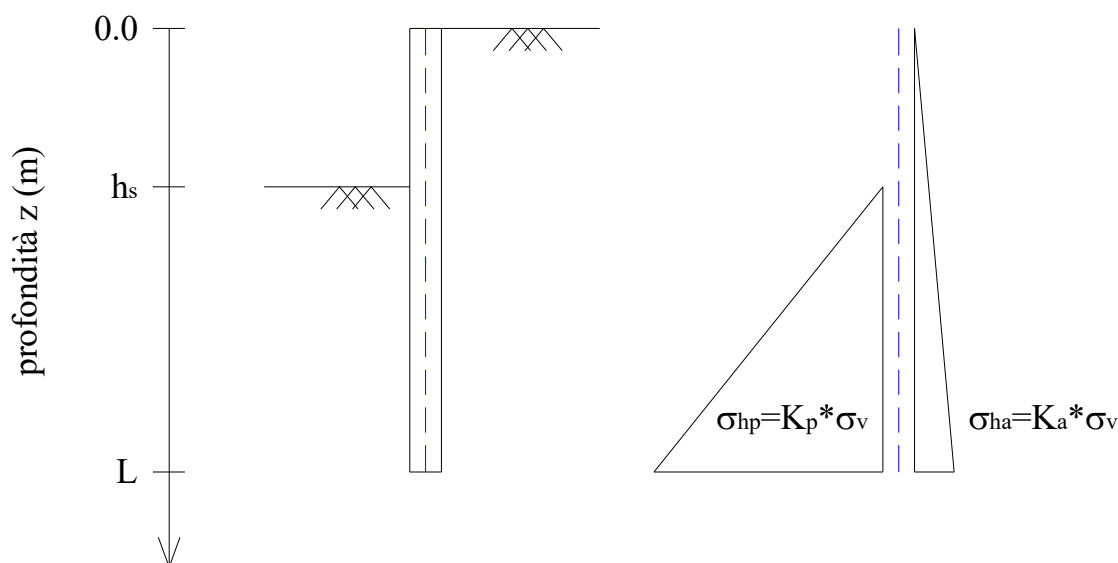


Fig. B.1 Rappresentazione del problema (a sinistra) e schema statico proposto (a destra)

A partire dalle B.1 mediante l'operazione di derivazione si ottiene:

$$\frac{dM(z)}{dz} = \begin{cases} \frac{\gamma K_a}{2} \cdot z^2 & 0 \leq z \leq h_s \\ \frac{\gamma K_a}{2} \cdot z^2 - \frac{\gamma K_p}{6} \cdot (3z^2 - 6h_s z + 3h_s^2) & h_s \leq z \leq L \end{cases} \quad (B.4)$$

ovvero è possibile scrivere la seguente relazione per l'individuazione della profondità  $z$  in corrispondenza della quale il momento flettente è massimo:

$$\frac{dM(z)}{dz} = 0 \Rightarrow (K_a - K_p) \cdot z^2 + 2h_s K_p z - K_p h_s^2 = 0 \quad (B.5)$$

Del resto, osservando la B.5 si può notare come la stessa non dipenda da  $d$ , al contrario, risulta influenzata dai coefficienti di spinta e dall'altezza di scavo.

Conseguentemente identiche considerazioni valgono, oltre che per la profondità della sezione più sollecitata, anche per il valore (massimo) del momento flettente; quest'ultimo si ottiene infatti sostituendo nelle B.1 il valore  $z_2$  soluzione della B.5:

$$z_{1/2} = \frac{-2h_s K_p \pm \sqrt{4h_s^2 K_a K_p}}{2 \cdot (K_a - K_p)} = h_s \cdot \frac{-K_p \pm \sqrt{K_a K_p}}{K_a - K_p} \quad (\text{B.6})$$

## B.2 Analisi con PARATIE

Confrontando gli allegati a e b si può notare che impiegando la procedura di cui al paragrafo precedente ed utilizzando i coefficienti di spinta introdotti rispettivamente ai punti 3 e 5 del paragrafo § 4.2 si ottengono per il momento flettente massimo i valori in KN di 208,051 ( $z_2=6,72$  m) e 244,370 ( $z_2=7,28$  m)

Le analisi di confronto che abbiamo condotto con il software PARATIE conducono del resto a risultati non dissimili. Gli stessi sono riportati sotto forma di Tabelle di seguito:

	<b><math>K_a=0,291</math> e <math>K_p=4,443</math></b>	
<b><math>L=5+d</math>, m</b>	<b><math>M_{Max}</math>, KN</b>	<b><math>z(M_0M_{Max})</math>, m</b>
<b>8,5</b>	----- <sup>1</sup>	
<b>9</b>	208,21	6,70
<b>14</b>	226,37	7,50
<b>15</b>	228,98	7,60
<b>16</b>	230,49	7,60
<b>17</b>	231,19	7,70

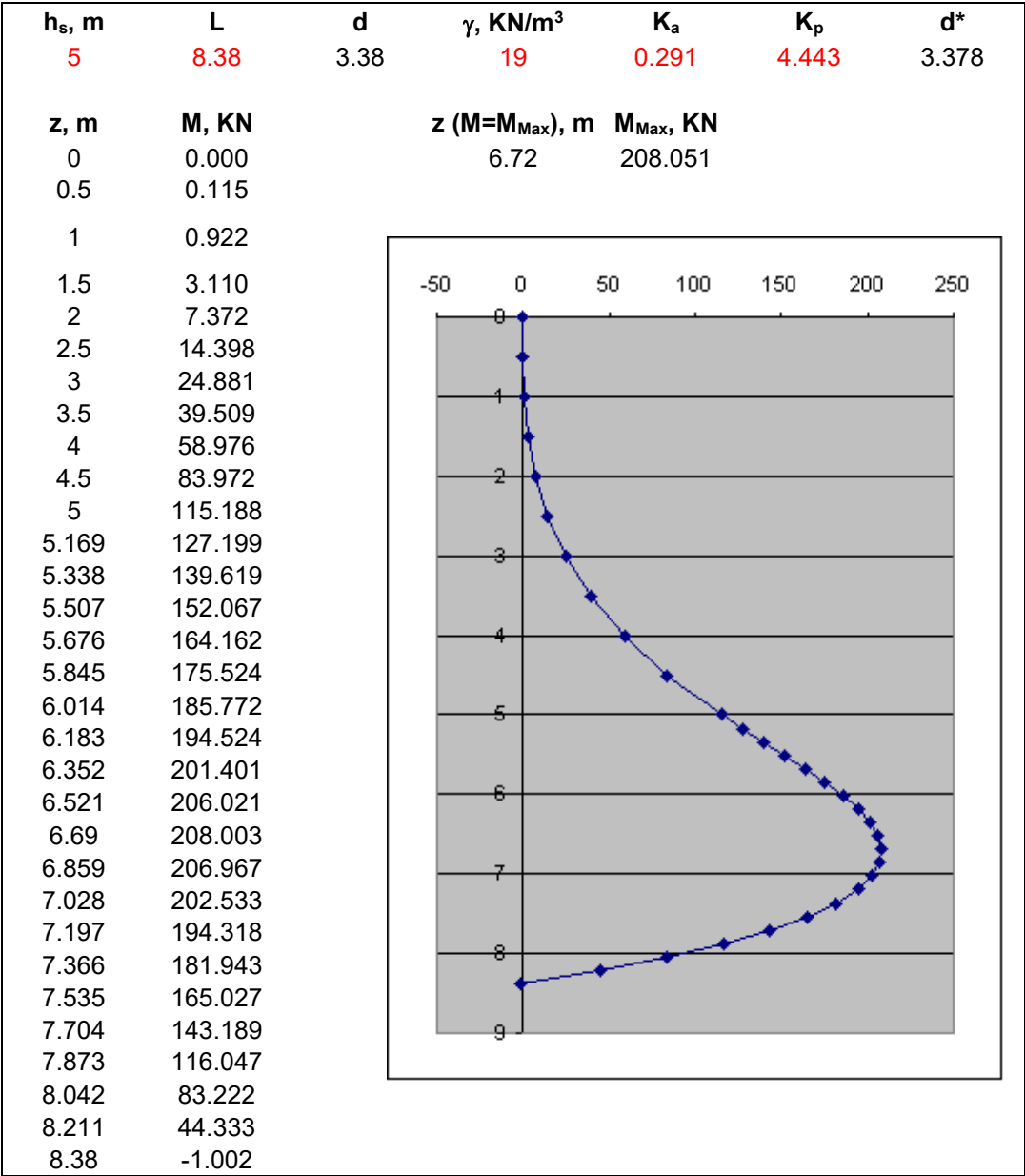
	<b><math>K_a=0,291</math> e <math>K_p=2,962</math></b>	
<b><math>L=5+d</math>, m</b>	<b><math>M_{Max}</math>, KN</b>	<b><math>z(M_0M_{Max})</math>, m</b>
<b>10</b>	244,51	7,30
<b>14</b>	253,27	7,70
<b>17</b>	258,18	7,90

Tabb. B.1 eB.2

Da una lettura delle Tabelle emerge che anche per infissioni totalmente differenti le variazioni di momento flettente rimangono contenute, al più risultano dell'ordine del 10 %.

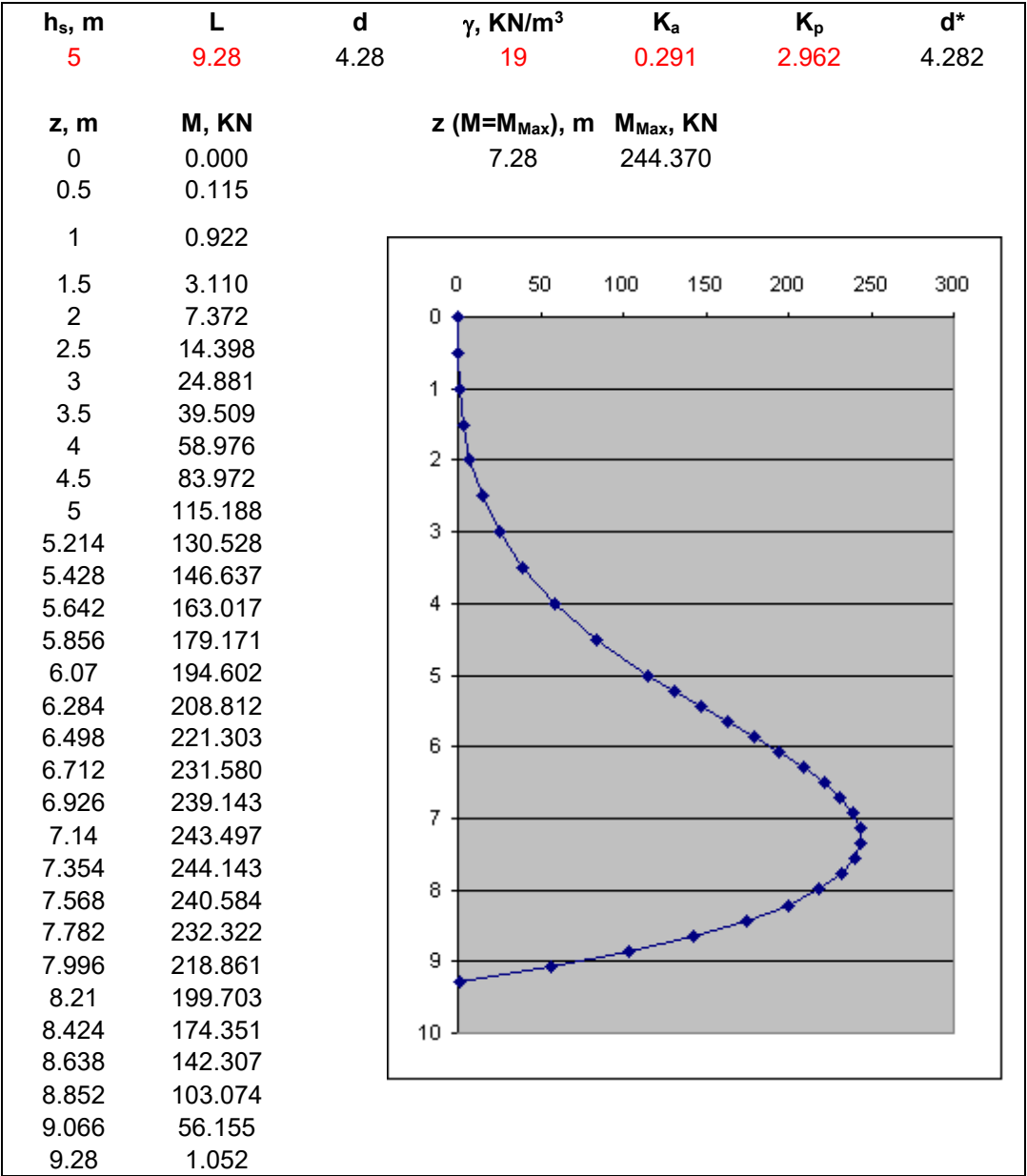
Notiamo pure che ai fini dell'esame delle condizioni d'esercizio è primaria la scelta dei coefficienti di spinta piuttosto che quella di d.

<sup>1</sup> La paratia non è stabile

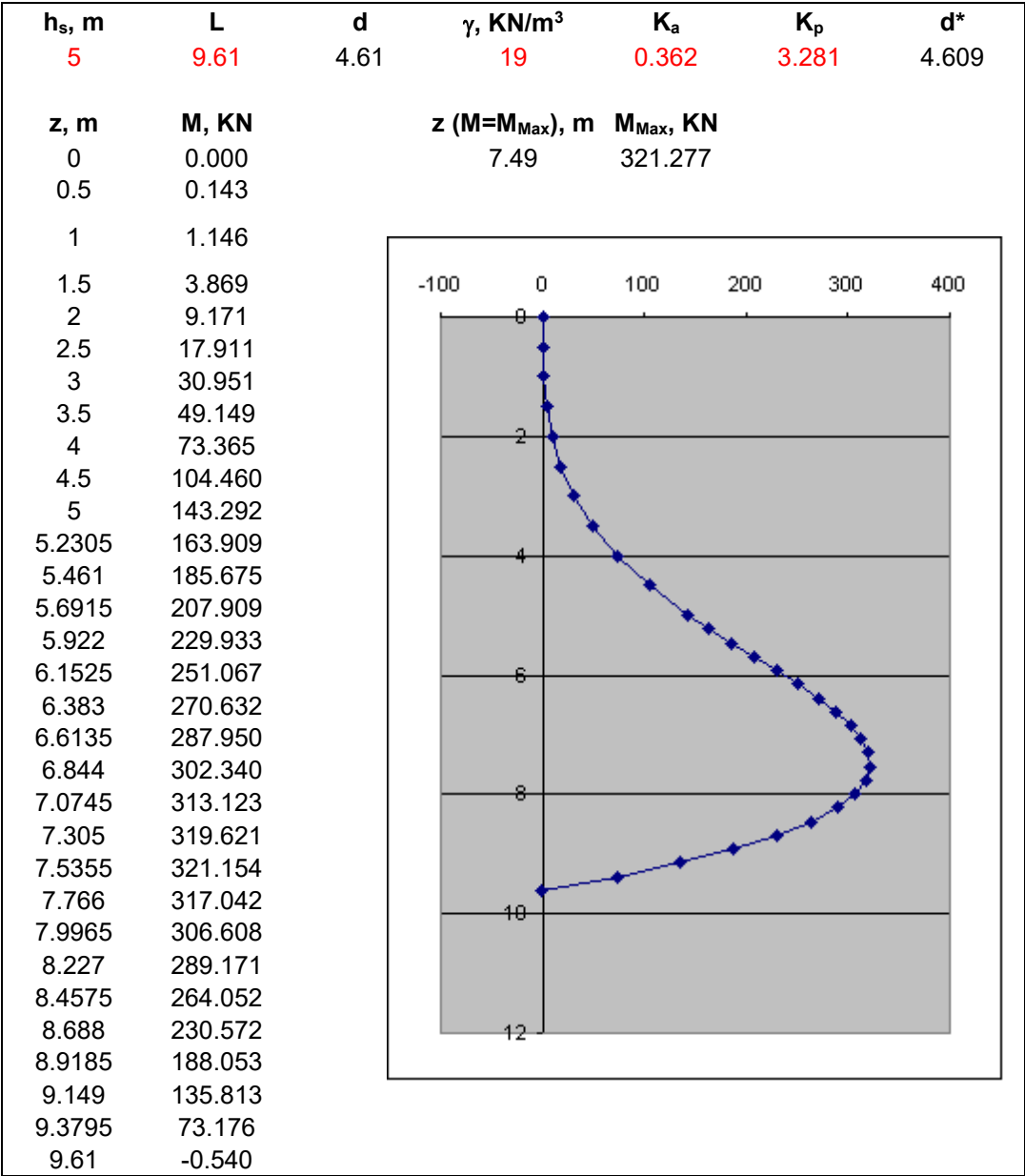


Allegato a

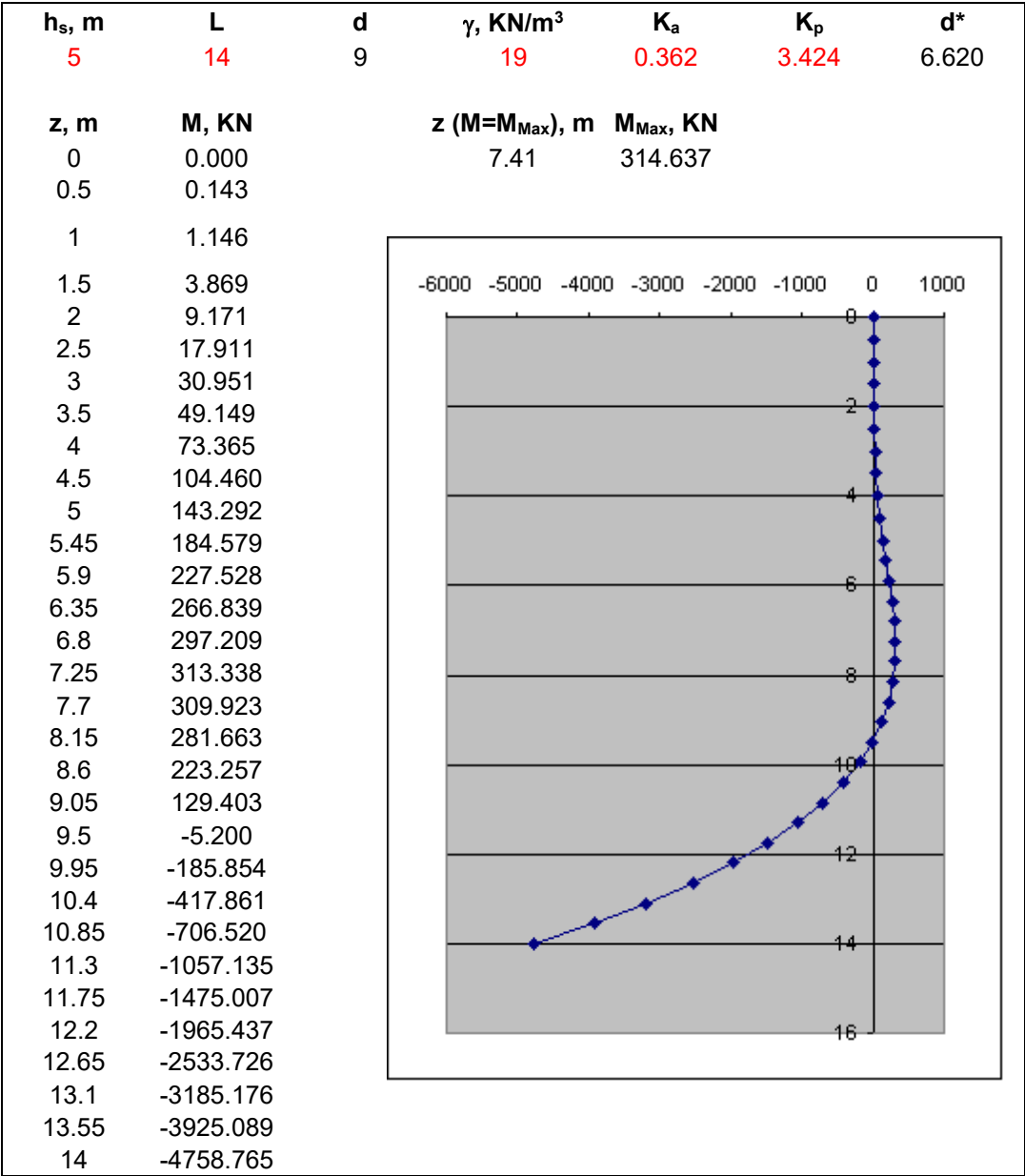




Allegato b



Allegato c: Dimensionamento geotecnico effettuato utilizzando per il coefficiente di sicurezza l'espressione proposta nell'Eurocodice 7



Allegato d: A parità di altezza di scavo e dei coefficienti di spinta non si modificano né il valore né la posizione del momento flettente massimo, viene meno peraltro l'equilibrio dei momenti della spinta attiva e della resistenza passiva rispetto al piede della paratia

---

**Bibliografia**

---

- A.G.I., AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DI PESARO E URBINO ( Corso di aggiornamento su “ Ingegneria Geotecnica in Zona Sismica ”), Pesaro 1998, “ *Fattori Geotecnici influenti sulla risposta sismica locale* ” ( LANZO G. ).
- ALAMPALLI S., ELGAMAI A.-W.M. (1994) - “ *Seismic behaviour of cantilever retaining walls* ”, XIII ICSMFE, New Delhi, India, 1033-1036.
- ARAI K., JINKI R. (1990) - “ *A lower-bound approach to active and passive earth pressure problems* ”, Soils and Foundations, Vol. 30, No. 4, 25-41.
- AVERSA S., - “ *Eurocodice 7: strutture di sostegno* ”, Rivista italiana di geotecnica, Anno XXX, n.2/3, Aprile – Settembre 1996, 66-91.
- BURGHIGNOLI A. (1983) - “ *Identificazione, valutazione e influenza dei fattori geotecnici nei problemi di amplificazione locale* ”, Atti del XV Convegno Nazionale di Geotecnica., 89-97.
- BURGHIGNOLI A., PANE V., CAVALERA L., SAGASETA C., CUELLAR V., PASTOR M., (1991) - “ *Modelling stress-strain-time behaviour of natural soil: monotonic and cyclic loading* ”, X ECSMFE , Deformation of Soils and Displacements of Structures, 961-979.
- BURLAND J. B., POTTS D. M., WALSH N.M. - “ *The overall stability of free and propped embedded cantilever retaining walls* ”, Ground Engneering, Vol. 14, Issue n.5, July 1981, 28-38.
- CALABRESI G., (1996) - “ *Appunti dalle Lezioni di Geotecnica* ”.
- CARRUBBA P., COLONNA P., (2000) - “ *A comparison of numerical methods for multi-tied walls* ”, Computers and Geotechnics, Vol. 27, 117-140.
- CASCONI E., MAUGERI M., MOTTA E., (1993) - “ *Risposta sismica dei muri di sostegno a gravità* ”, Rivista Italiana di Geotecnica, Vol. XXVII, No. 4, 355-369.
- CASTELLANI A., FACCIOLI E., - “ *Costruzioni in zona sismica (Metodi di analisi e criteri di progetto-Applicazioni-Aspetti normativi)* ” Hoepli.
- CEN (1993 - 94) - EUROCODE 7 (Ottobre 1994) - Geotechnical Design - Part 1 General Rules.
- CEN (1993 - 94) - EUROCODE 8 - Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, ENV 1998 - 1 - 1 Seismic Actions and General Requirements of Structures (Ottobre 1993); ENV 1998 - 5 Foundations, Retaining Structures and Geotechnical Aspects (Giugno 1994).
- CIRCOLARE G.N.D.T. (1985).

- CLAYTON C.R.I., MILITITSKY J., WOODS R.I., - *"Earth pressure and earth-retaining structures"* Blackie Academic & Professional.
- COMMENTARIO al D.M. 16/01/1996 ed alla Circ. No 65/AA.GG del 10 /04/1997 del Ministero LL.PP. AN.I.D.I.S., S.S.N.: LAMISCO.
- COULOMB C.A. (1776) - *"Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelque problems de statique relatifs a l'architecture"*, Mem. Acad. Roy. Pres. Diverss savants, Vol. 7.
- CRESPELLANI T., MADIAI C., VANNUCCHI G. (1996) - *"Analysis and design of retaining structures against earthquakes"* A.S.C.E. GSP No.60, 124-133.
- DAS. B. M. - *"Principles of soil Dynamics"* PWS-Kent Publishing Company.
- DAVIES T. G., RICHARDS R., CHEN K. - H. (1986) - *"Passive pressure during seismic loading"*, A.S.C.E. Journal Vol. 112, No. 4, 479-483.
- ERIC R., FARREL, TREVER L: L. - *"Safety of retaining wall with high water loadings when designed to Eurocodice 7 using partila factors"*, Ground Engineering, Vol.31, Issue October 1998, 40.
- FANG Y. - S., CHEN T. J. (1995) - *"Modification of Mononobe-Okabe theory"*, Geotechnique, Vol. 45, No. 1, 165-167.
- FLAC ( Fast Lagrangian Analysis of Continua ) (Itasca, 1996) - User's Manual.
- FRENNA S. M., MAUGERI M., MOTTA E., *"Analisi sismica di opere di sostegno flessibili"*, Atti del V CONVEGNO NAZIONALE L' INGEGNERIA SISMICA IN ITALIA, Palermo, 29 Settembre-2 Ottobre 1991.
- GAZETAS G., DAKOULAS P., DENNEHY K., (1990) - *"Empirical seismic design method for waterfront anchored sheetpile walls.-Design and performance of Earth Retaining Structures"*, A.S.C.E. GSP 25, 232-250.
- GHIONNA V.N. (1989) - *"Opere di sostegno in zona sismica"*, Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, XIV ciclo *"Comportamento dei terreni e delle fondazioni in campo dinamico"*.
- GRUPPO NAZIONALE DI COORDINAMENTO PER GLI STUDI DI INGEGNERIA GEOTECNICA DEL C. N. R. ( Convegno Nazionale dei Ricercatori Universitari, Perugia 1997 ) *"Aspetti dell'interazione dinamica terreno-struttura nei muri di sostegno. Il modello geotecnico del sottosuolo nella progettazione delle opere di sostegno e degli scavi"* (CALTABIANO S., CASCONE E., MAUGERI M.).
- ISHIBASHI I., FANG Y. - S. (1987) - *"Dynamic earth pressures with diffrent wall movement modes"*, Soils and Foundations, Vol. 27, No. 4, 11-22.

- JAPPELLI R., - "*Eurocodice 7: progettazione geotecnica (Scopi, principi e compatibilità con le norme italiane)*", Rivista italiana di Geotecnica, Anno XXX, n 2/3, Aprile - Settembre 1996, 5-35.
- KERISEL J., ABSI' E. - "Active and passive earth tables", 3<sup>rd</sup> edition, A.A.Balkema.
- KIM H.T. (1994) - "*Designed of anchored sheet-pile walls for seismic loads*", XIII ICSMFE, New Delhi, India, 1037-1040.
- LANCELOTTA R., (1987) - "*Geotecnica*" Zanichelli.
- LANZO G., SILVESTRI F., (1999) - "*Risposta sismica locale - Teoria ed esperienze*", Hevelius Edizioni.
- MARTIN G. R., FINN W. D. L., SEED H. B. (1975) "*Fundamentals of Liquefaction Under Cyclic Loading*", *J. Geotech., Div. ASCE*, **101**(GT5), 423-438.
- MAUGERI M., CARRUBBA P., FRENNA S. M., (1988) - "*Frequenze e modi di vibrazione di terreni eterogenei*", Estratto da « Rivista italiana di Geotecnica » organo dell' Associazione Geotecnica Italiana, Anno XXII, No. 3, 163-171.
- MILLIGAN G.W.E. (1974) - "*The behaviour of rigid and flexible retaining walls in sand*", A dissertation submitted for the degree of Doctor Philosophy at Cambridge University.
- Ministero dei Lavori Pubblici - D. M. 11. 03.1988 "*Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*".
- Ministero dei Lavori Pubblici - D. M. 16. 01. 1996 "*Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche*".
- MONONOBE N., (1929) - "Earthquake Proof Construction of Masonry Dams.", Proc., World Engineering Conference, Vol. 9.
- NADIM F., WHITMAN R. (1983) - "*Seismically induced movement of retaining walls*", A.S.C.E. Journal, Vol. 109 (II), No. 7, 915-931.
- NAZARIAN H. N., HADJIAN A. H. (1979) - "*Earthquake-induced lateral soil pressures on structures*", A.S.C.E. Journal, Vol. 105, No. GT9, 1049-1066.
- NEELAKANTAN G., BUDHU M., RICHARDS R. Jr., (1992) - "*Balanced seismic design of anchored retaining walls*", A.S.C.E. Journal, Vol. 118 (I), No. 6, 873-888.
- NEELAKANTAN G., BUDHU M., RICHARDS R. Jr., (1989) - "*Seismic stability of waterfront tiedback walls*", Proc. Second U.S.-Japan workshop on liquefaction, large ground motion and their affects on lifelines, NCEER-89-0032, National Centre for Earthquake Engineering Research, 605-620.

- OKABE S., (1926) - "*General theory of Earth Pressure*", Japanese Society of Civic Engineers, Vol. 12, No.1.
- PARATIE per Windows (Ce.A.S. 1997) - Guida Utente e Manuale Teorico.
- PRAKASH S., BASAVANNA B. M. "*Earth pressure distribution behind retaining wall during earthquake*" 4<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, Vol. A.5, 1969, 133-148.
- PREVITI R. (1990) - "*Comportamento di strutture di sostegno in campo dinamico*", Tesi di Laurea, Università degli Studi "La Sapienza", Roma.
- RAFFNSON E.A., Prakash J., (1994) - "Displacement based aseismic design of retaining walls", XIII ICSMFE, New Delhi, India, 1029-1032.
- RICHARDS R.Jr., ELMS D. G., (1990) - "*Seismic design of retaining walls.-Design and Performance of Earth retaining structures*", A.S.C.E. GSP 25, 854-871.
- RICHARDS R., ELMS D. G., (1992) - "*Seismic passive resistance of tied-back walls*", A.S.C.E. Journal, Vol. 118, No. 7, 996-1011.
- RICHARDS R., ELMS D. G.(1979) - "*Seismic behaviour of gravity retaining walls*", A.S.C.E. Journal Vol. 105 (I), No. GT4, 449-464.
- RICHARDS R. Jr., SHY X., (1994) - "*Seismic lateral pressures in soils with coesion*", ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120, No.7, 1230-1251.
- RICHART F. E., HALL J. R., WOODS R. D., - "*Vibration of solis and founadations*".
- ROMA G. (1998) - "*Comportamento dinamico di strutture di sostegno*", Tesi di Laurea, Università degli Studi "La Sapienza", Roma.
- ROSSI F., SALVI F. (1996) - "*Manuale di ingegneria civile: Dinamica dei terreni*", Vol. 1, 810-854, Vol. 4, 503-515.
- SEED H. B., WHITMAN R. W., (1970) - "*Design of earth retaining structures for dynamic loads*", Proc., Specialty Conference on Lateral Stresses in Ground and Design of Earth Retaining Structures, A.S.C.E.
- SHERIF M. A., ISHIBASHI I., LEE C. D. (1982) - "*Earth pressures against rigid retaining walls*", A.S.C.E. Journal, Vol. 108 (I), No. GT5, 679-695.
- SILLER T. J., (1988) - "*The dynamic behaviour of tiedback retaining walls*", Phd thesis, Carnegie Mellon University, Pittsburgh, Pa.
- SILLER T. J, Christiano P., Bielack J. (1991) - "*Seismic response of tiedback retaining walls*", Earthquake Eng. Struct. Dyn., 20(7), 605-620.

- SILLER T. J., DOLLY M. O., (1992) - “*Design of tied-back walls for seismic loading*”, A.S.C.E. Journal, Vol. 118, No. 11, 1787-1803.
- SILLER T.J., FRAWLEY D. D. (1992) - “Seismic response of multianchored retaining walls”, A.S.C.E. Journal, Vol. 118, No. 11, 1804-1821.
- SIMONELLI A. L. - “Criteri di progetto di strutture di sostegno in zona sismica”, Atti del Corso di Geotecnica 2 ciclo , Ingegneria geotecnica in zona sismica, Pesaro 11-12-13 Giugno 1998.
- STEEDMAN R. S., ZENG X., (1990) - “The seismic response of waterfront retaining walls.- Design and Performance of Earth Retaining Structures”, A.S.C.E. GSP 25, 872-886.
- TOWHATA I., Md SHAFIQU L. (1987) - “Prediction of lateral displacement of anchored bulkheads induced by seismic liquefaction”, Soil and foundation, Vol. 27, No.4, 137-147.
- VARI - (1985) Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Proc. of the 2<sup>nd</sup> Int. Conf., on board the liner, the Queen Elizabeth 2, New York to Southampton.
- VELETSOS A. S. ., YOUNAN A. H (1997) - “*Dynamic response of cantilever retaining walls*”, A.S.C.E. Journal, Vol. 123, No. 2, 161-172.
- WHITMAN R. V., HEALY K. A., (1962) - “*Shearing resistance of sands during rapid loadings*”, research Report R62-113.
- WOODS R.I., CLAYTON C.R.I., MILITITSKY J., (1992) - “*Earth pressure and earth-retaining structures*”.
- XANTHAKOS P. P. - “*Ground anchors and anchored structures*” JOHN WILEY & SONS, INC..